

CAP. 1 INTRODUZIONE

La penisola italiana è soggetta a frequenti eventi sismici; in Europa "vanta" il primo posto per il numero di tali eventi distruttivi. Questa elevata sismicità è dovuta al movimento di subduzione tra due zolle, quella africana e quella euro-asiatica, in cui la prima sprofonda nella seconda.

La geoformazione italiana si può suddividere in più fasi. In principio si ha lo spostamento verso oriente della zolla africana; in questo modo si ha una compressione della zolla euro-asiatica, facendo compiere una rotazione alla microzolla adriatica. La parte settentrionale italiana fa da perno, con la successiva formazione delle Alpi. A seguito di questi spostamenti, la zolla africana devia il suo percorso verso Nord e va a formare l'arco appenninico come prosecuzione delle Alpi. Come ultima fase, gli Appennini subiscono una brusca rotazione che crea il loro distacco dalle Alpi (parallelamente, la penisola iberica si muove e in conseguenza di ciò si ha la nascita dei Pirenei dall'incontro/scontro con la Francia).

La penisola italiana si trova quindi in uno stato tensionale misto a causa di questi movimenti tettonici; da una parte si ha compressione verso le regioni balcaniche e dall'altra un'estensione progressiva del bacino tirrenico.

Nella parte più alta, la microzolla adriatica urta il margine europeo lungo le Alpi orientali, provocando deformazioni evidenti e a sismicità abbastanza intensa, alla quale si rifanno i fenomeni sismici del 1976 in Friuli.

I terremoti più "noti" avvenuti in Italia

28 Dicembre 1908 – terremoto in Calabria e Sicilia

Un terremoto di 30 secondi distrusse le città di Reggio e Messina e tutti i villaggi nell'area. Si tratta della più grave sciagura naturale in Europa per numero di vittime a memoria d'uomo.

23 Novembre 1980 – Irpinia e Basilicata

Il più terribile terremoto in Italia, con una durata della scossa eccezionale: 90 secondi. Furono devastate diverse zone tra la Campania e la Basilicata, con danni ingentissimi, soprattutto nell'area dell'Irpinia. Vennero distrutti numerosi paesi. Si contarono circa 8.000 feriti e 250.000 senzatetto.

26 Settembre / Ottobre 1997 – Umbria e Marche

Ad Assisi crolla una vela della volta della Basilica Superiore di San Francesco. Lo sciame sismico iniziò nella primavera del 1997. La terra tremò a lungo, per più di un anno. I terremoti di magnitudo maggiore a 5 furono: il 26 settembre di 5.8 alle ore 2:33, la stessa mattina alle ore 11:42 ci fu una nuova scossa ancora più forte di quella notturna (6,1 Richter) dove rimasero uccise altre 9 persone dopo le due della notte precedente, di cui 4 tecnici che ispezionavano l'interno della Basilica di San Francesco, il 3 ottobre di magnitudo 5, il 7 ottobre di magnitudo

5.3, il 12 ottobre di magnitudo 5.1, il 14 ottobre di magnitudo 5.5. Si contarono 11 vittime, un centinaio di feriti, circa 32.000 sfollati e oltre 80.000 case danneggiate.

31 Ottobre 2002 – Molise

Terremoto di Magnitudo 5.8 della scala Richter. Crollo della scuola a San Giuliano di Puglia che ha causato la morte di 27 bambini e della loro maestra.

23 Dicembre 2008 – Emilia Romagna

Il sisma si verificò alle ore 16:24 locali. Non causò nessun ferito grave ma solo danni moderati ad alcuni edifici storici e a chiese dei centri più direttamente interessati nelle province di Parma e Reggio Emilia. Varie repliche nelle ore successive, ma di minore intensità, la più rilevante si è verificata alle ore 22:58, di magnitudo 4,7 e successivamente un'altra alle ore 00:35 di magnitudo 3,9

6 Aprile 2009 – Abruzzo

Al momento è il più grave terremoto, per intensità e conseguenze, di questo secolo in Italia. Il sisma, preceduto da diverse scosse con lievissimi danni nei giorni precedenti, e da alcune anche nel Friuli, è stato registrato in tutta la sua violenza alle ore 3:32 della notte tra domenica 5 e lunedì 6 aprile. La scossa, insieme a quelle che seguirono nei giorni successivi, anche fortissime seppure di grado inferiore, fu nettamente percepita in tutto il centro-sud Italia. La città de L'Aquila è stata evacuata dalla quasi totalità della popolazione. Gravissimi i danni agli edifici e al patrimonio storico-artistico de L'Aquila e comuni limitrofi. Sono crollati la sede della Prefettura e un'ala della "Casa dello Studente" (con dentro diversi studenti universitari, molti dei quali deceduti); seriamente lesionati l'Ospedale Regionale, le sedi dell'Università e la Questura. Letteralmente scomparsa la frazione aquilana di Onna, un paesino di soli 300 abitanti dove sono morte 41 persone. Nel complesso sono state accertate 308 vittime, più di mille feriti e circa 65.000 sfollati in tutta la zona.

20 Maggio 2012 – Pianura Padana (Emilia Romagna)

Ore 04.03.53: una scossa di terremoto di magnitudo 5.9 della Scala Richter colpisce il centro - nord Italia, in particolare l'Emilia-Romagna. L'epicentro è a Finale Emilia nella provincia di Modena e l'ipocentro a 6,3 km di profondità. Il sisma è stato avvertito in tutto il Nord e centro Italia. Si contano 7 vittime e ingenti danni a diversi edifici nel modenese e nel ferrarese.

Lo sciame sismico si è prolungato sino ai primi di giugno, creando sempre ingenti danni agli edifici delle precedenti zone e una ventina di vittime.

Il terremoto del Molise del 2002 ci ha toccato nel profondo visto che a rimetterci sono stati degli innocenti bambini. Lo Stato ha quindi deciso di modificare la legislazione italiana in materia di costruzioni e il comportamento da ottemperare in caso di terremoti.

Fino ad allora le categorie sismiche in cui era suddivisa la nostra penisola erano tre a seconda del grado di severità. I criteri di nuova classificazione sismica sono stati emanati a partire dal 2003 e, tutt'oggi, si basano su studi ed elaborazioni diverse rispetto alle precedenti: sono infatti

relativi alla pericolosità sismica del territorio sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo. A tal fine è stata pubblicata l'**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003**, sulla Gazzetta Ufficiale n. 105 dell'8 maggio 2003.

In pratica sparisce il territorio "non classificato" e viene introdotta la zona 4, nella quale è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica. A ciascuna zona, inoltre, viene attribuito un valore dell'azione sismica utile per la progettazione, espresso in termini di accelerazione massima su roccia (zona 1=0.35 g, zona 2=0.25 g, zona 3=0.15 g, zona 4=0.05 g).

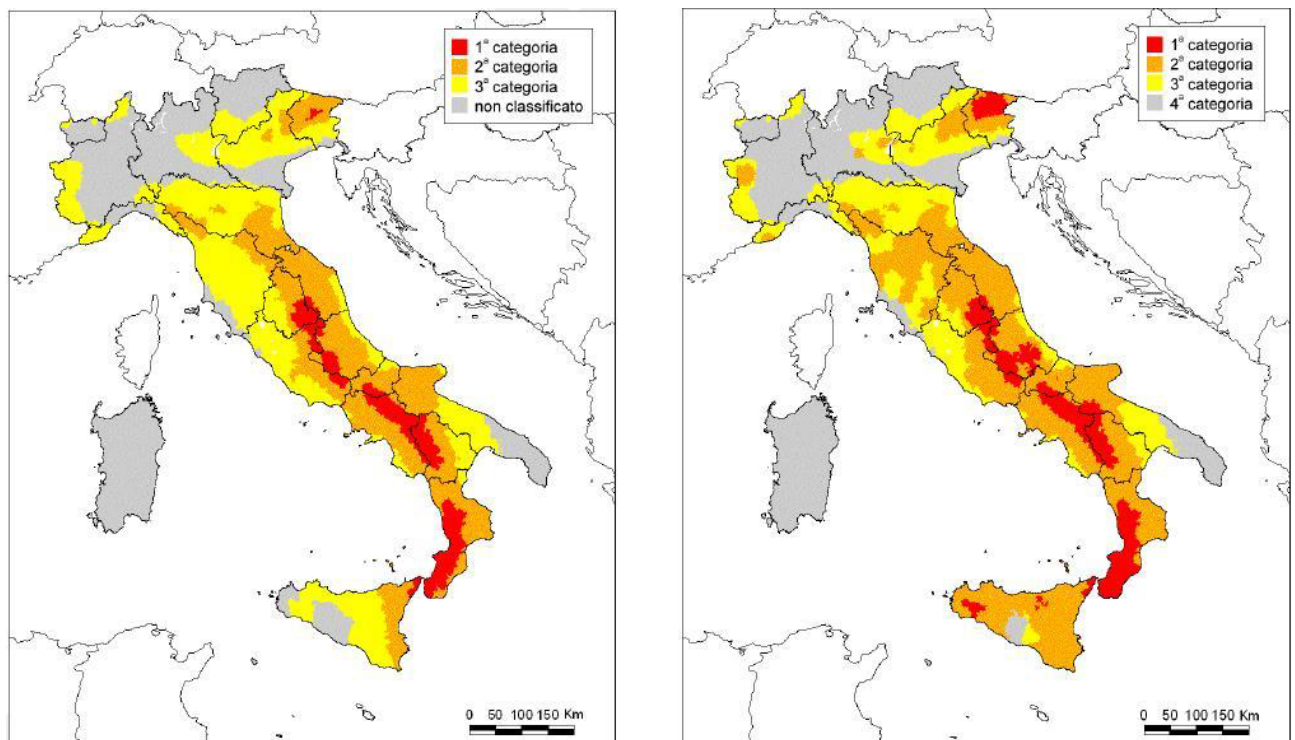


Figura. A sinistra: mappa di classificazione sismica proposta nel 1998.

A destra: mappa di zonazione sismica allegata all'Ordinanza del 2003.

Le novità introdotte con l'O.P.C.M. del 2003 sono state pienamente recepite e ulteriormente affinate, grazie anche agli studi svolti dai centri di competenza (INGV, Reluis, Eucentre). Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (parliamo del Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008 e della Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009) hanno infatti modificato il ruolo che la classificazione sismica aveva ai fini progettuali: per ogni costruzione ci si deve riferire ad una accelerazione di riferimento "propria" individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera mentre precedentemente veniva fornito un valore di accelerazione di picco e quindi di spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche.

La classificazione sismica di appartenenza del comune rimane utile solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti (Regione, Genio civile, ecc.).

IL TERREMOTO

Il terremoto è un fenomeno naturale determinato dall'improvvisa rottura d'equilibrio delle tensioni agenti nelle stratificazioni terrestri, in zone caratterizzate da instabilità. Quando le tensioni, accumulate nelle zone instabili per una ragione qualsiasi (orogenesi, dislocazione di strati, fenomeni fisico-chimici,...) prevalgono bruscamente sulla resistenza del mezzo, generano fratture e scorrimenti. Contemporaneamente, nel luogo di rottura si originano onde elastiche, longitudinali o trasversali, che si propagano in ogni direzione e possono interessare l'intero pianeta condizionando la vita di intere comunità e le vicende di vaste aree geografiche; l'Italia, in particolare, è un Paese ad elevata sismicità, per la frequenza e l'intensità dei terremoti che hanno interessato il suo territorio.

Oltre che dall'intensità delle forze a cui si deve la rottura d'equilibrio, la possibilità di dislocazione in superficie è legata alla profondità della zona dove la rottura si è determinata. A parità di altre condizioni, pertanto, un terremoto è tanto più disastroso nella zona epicentrale, quanto meno è profondo. All'interno della Terra, solo gli strati più superficiali, crosta e mantello superiore, sono sede di attività sismica. La crosta si divide in crosta oceanica e crosta continentale, le due presentano notevoli diversità: mentre la crosta oceanica è sottile e pesante, la crosta continentale è più spessa ma di densità minore, quindi più leggera. Con il crescere della profondità, gli spostamenti permanenti da esso provocati in superficie si fanno sempre più lievi, fino a scomparire. Ecco perché i terremoti con origine nelle stratificazioni superficiali terrestri sono i più pericolosi. Quando la profondità del fuoco sismico (ipocentro) supera i 60 km, generalmente il terremoto non provoca danni in superficie.

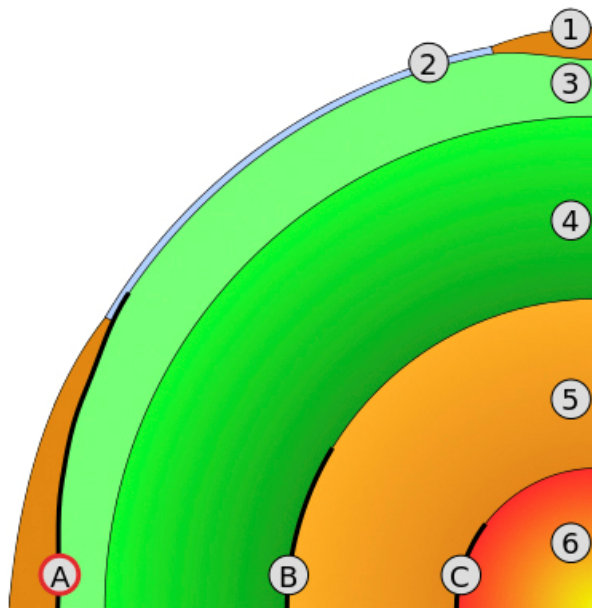
Chi si occupa di sismologia sa che una stazione sismica, con apparecchi di media sensibilità, registra mensilmente terremoti in numero da 90 a 100. Ovviamente, non tutte le scosse che si verificano nel mondo vengono registrate da una sola stazione e neppure tutte le scosse di carattere locale rientrano nel raggio di sensibilità di vicine stazioni sismiche. Provvidenzialmente, solo una piccola percentuale di tali scosse viene avvertita dalla popolazione e solo un numero trascurabile di esse risulta veramente nociva dal punto di vista delle conseguenze distruttive.

A livello mondiale, fra i terremoti più terribili degli ultimi due secoli si ricordano:

- Lisbona, 1 novembre 1755, che, accompagnato da un maremoto con onde alte 10-12 metri la rase la suolo provocando 60.000 vittime (da esso partì il primo impulso allo studio del problema);
- Mino Owari in Giappone, 28 ottobre 1892, che provocò una faglia lunga 75 km con rigetto di oltre 3 metri;
- San Francisco, 18 aprile 1906, che provocò un migliaio di vittime;

- Messina, 28 dicembre 1908, con il triste primato delle vittime, 178.000, pur non essendo stato tra i più violenti;
- Kanto in Giappone, 1 ottobre 1923, con oltre 140.000 vittime.

Dal punto di vista scientifico sono da ricordare il terremoto di Kulpatal in Croazia l'8 ottobre 1909, lo studio del quale permise a **A. Mohorovičić** di individuare l'omonima **discontinuità**, e il terremoto del Cile del 22 maggio del 1960 che ha consentito la prima registrazione delle oscillazioni libere della terra.



SPACCATO DELLA TERRA

- 1) CROSTA CONTINENTALE
- 2) CROSTA OCEANICA
- 3) MANTELLO SUPERIORE
- 4) MANTELLO INFERIORE
- 5) NUCLEO ESTERNO
- 6) NUCLEO INTERNO

- A) DISCONTINUITÀ DI MOHOROVIČIĆ
- B) DISCONTINUITÀ DI GUTENBERG
- C) DISCONTINUITÀ DI LEHMANN

Le discontinuità all'interno della Terra si dividono in due tipi: discontinuità in corrispondenza della quale la velocità di propagazione dell'onda sismica subisce un brusco sbalzo (in aumento o in diminuzione) e discontinuità caratterizzata da una notevole variazione della velocità, senza soluzione di continuità, e quindi da uno sbalzo dell'accelerazione. Il primo tipo costituisce la prima specie, spettando al secondo la qualifica di discontinuità di seconda specie. Quella di prima specie si identifica con la superficie matematica che separa un mezzo in due parti, con caratteristiche elastiche diverse; la discontinuità di seconda specie corrisponde invece a una zona di transizione di spessore variabile. In realtà, è raro osservare in natura distinzioni così nette, se non forse nelle stratificazioni più esterne. Le grandi stratificazioni terrestri sono generalmente separate da zone di transizione che si comportano come discontinuità di prima specie per onde incidenti di apprezzabile lunghezza d'onda (con conseguenti fenomeni di rifrazione e riflessione) e come discontinuità di seconda specie per onde incidenti di elevata frequenza, soggette quindi a trascurabili fenomeni di riflessione. Le stratificazioni della Terra possono essere rivelate da onde spaziali longitudinali o trasversali o miste, oppure da onde superficiali.

Per quanto riguarda la crosta terrestre ad esempio, le discontinuità di prima specie sono generalmente rivelate dallo studio dei terremoti vicini, il che consente di considerare costante la velocità di propagazione delle onde sismiche, nelle singole stratificazioni. Il caso più semplice

è quello relativo all'individuazione delle discontinuità più prossima alla superficie esterna, entrambe considerate piane (in quanto le distanze in gioco non superano qualche centinaio di chilometri), e parallele fra loro. *La discontinuità sismologica più superficiale che troviamo è appunto quella ben nota di Mohorovicic, che separa lo strato della crosta da quello del mantello.*

La classificazione di un terremoto secondo i gradi della ben nota scala Mercalli è insufficiente per la determinazione dell'energia sviluppata dal terremoto stesso.

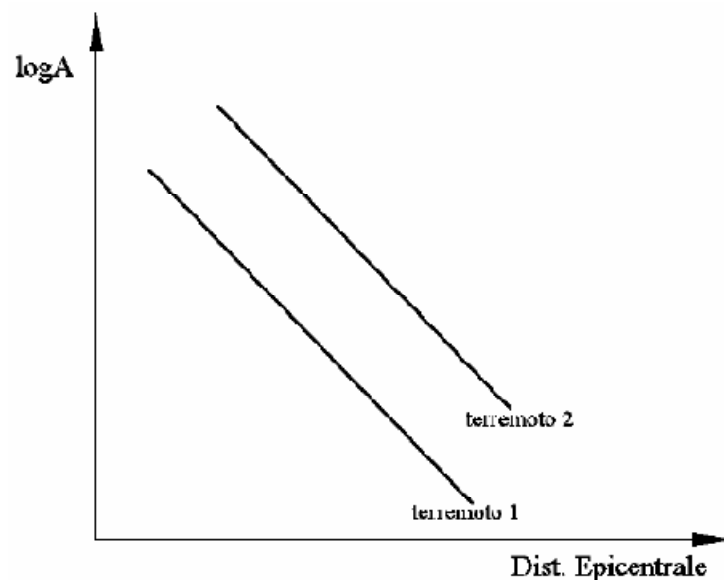
Grado di intensità sismica	Descrizione degli effetti sismici
I	Strumentale - Non avvertito in pratica dalle persone.
II	Avvertito da poche persone negli interni, soprattutto ai piani elevati dei fabbricati.
III	Avvertito da parecchie persone negli interni, anche ai piani bassi dei fabbricati.
IV	Avvertito da molte persone negli interni, da poche all'esterno. Oscillazione di oggetti, crepiti nei muri.
V	Avvertito praticamente da tutti negli interni, da molti all'esterno. Vibrazioni e cadute di oggetti instabili. Movimento di alberi ed oggetti snelli osservabile.
VI	Avvertito da tutti, da alcuni anche in automobile. Danni a costruzioni costruite in modo scadente.
VII	Danni trascurabili in edifici molto ben costruiti, da trascurabili a moderati in edifici di buona fattura; considerevoli danni in costruzioni scadenti. Cadute di camini.
VIII	Danni leggeri in costruzioni edificate per resistere ad azioni sismiche, considerevoli nelle costruzioni edificate secondo la corrente pratica costruttiva, molto rilevanti in costruzioni scadenti. Distacco di pannelli di chiusura dei telai, caduta di ciminiere, monumenti, muri isolati. Caduta di mobili negli interni.
IX	Danni considerevoli anche in costruzioni edificate per resistere appositamente ad azioni sismiche. Movimento di fondazioni, crepe nel terreno.
X	Molte costruzioni antisismiche distrutte. Deviazione di linee ferroviarie. Frane di sponde di corsi di acque e di terreni in pendio.
XI	Molto poche le costruzioni antisismiche rimaste in piedi. Distruzione di ponti. Strade deformate. Tubazioni interrato fuori servizio.
XII	Distruzione pressoché totale di ogni opera umana. Ondulazioni della superficie del terreno. Linee di livello deformate. Oggetti scagliati in aria.

Per consentire la determinazione dell'energia liberata da una scossa sismica è stato introdotto un metodo che utilizza le registrazioni sismografiche ottenute in una o più stazioni sismiche del mondo. Per arrivare a tale metodo, in precedenza alcuni studiosi hanno formulato un calcolo per misurare l'intensità macrosismica, con lo svantaggio della dipendenza dal sito d'osservazione. Basandosi sugli effetti del terremoto infatti, ha senso parlare di intensità di grado x nel sito y ma non ha alcun senso parlare di intensità di grado x senza specificare il sito in

cui questa è stata rilevata; per ovviare a questo metodo si può fare riferimento ad un diverso tipo di misura effettuata sulla base dei dati sismografici; questi, secondo il metodo elaborato da C. F. Richter, possono infatti essere utilizzati per ricavare una misura della *"intensità"* del terremoto in assoluto, indipendente dalla posizione del sito di registrazione. Tale metodo ha portato a risultati insperati, specialmente per ciò che riguarda l'attendibilità e la precisione. Il suo ideatore pensò di definire come magnitudo il logaritmo dell'ampiezza massima di una scossa, registrata in una qualunque stazione sismica, confrontata con il logaritmo dell'ampiezza di una scossa campione, che un sismografo dello stesso tipo registra a distanza epicentrale di 100 km. Questo principio, dapprima limitato all'esame dei terremoti di vicina origine, fu successivamente esteso ai terremoti di ogni tipo, vicini o lontani, poco o tanto profondi. Vediamolo nel dettaglio.

Si supponga di voler calcolare la *"intensità"* di un terremoto indipendentemente dalla sua posizione. Per fare ciò è necessario disporre di almeno tre sismografi collocati in punti diversi A, B e C, e in grado di registrare lo stesso terremoto. In base ai tempi di arrivo delle onde P primarie (o longitudinali, sono quelle responsabili della propagazione delle deformazioni di compressione-estensione, sono veloci e raggiungono per prime la superficie della terra) e delle onde S secondarie (o trasversali, sono responsabili della variazione di forma del terreno, hanno velocità minore rispetto alle precedenti) è possibile calcolare, per ogni sismografo, la distanza epicentrale. In pratica, si va a disegnare intorno alle tre stazioni sismografiche delle circonferenze di centro le tre stazioni con raggio pari alla distanza epicentrale registrata, il loro punto d'incontro rappresenta l'epicentro del terremoto in esame.

Le registrazioni dei sismografi, oltre a fornire la posizione dell'epicentro, forniscono anche le ampiezze di ogni registrazione e in particolare la massima ampiezza registrata in A, B e C; graficando tali valori, in scala logaritmica, in funzione della distanza epicentrale, integrando i tre valori iniziali, con altri valori provenienti da sismografi situati in posizioni diverse, si ottiene una curva propria del terremoto in esame. Per poter determinare l'intensità di un certo terremoto è necessario considerare un secondo terremoto e confrontarlo con il primo: ripetendo gli stessi passaggi otteniamo così una seconda curva.



Poiché le ordinate dei logaritmi stanno tra loro in rapporto costante è possibile determinare l'intensità di un terremoto in funzione dell'altro; abbiamo in questo modo trovato una misura indipendente dal sito di registrazione della misura ma relativa; per avere una misura assoluta dell'intensità di un terremoto è necessario stabilire un terremoto di riferimento che viene preso come termine di paragone per le successive misure: il terremoto di riferimento è quello che genera su un sismografo Wood-Anderson un'ampiezza di picco di 0,001 mm a 100 km di distanza epicentrale, a tale terremoto corrisponde un valore della "forza" pari a zero la cui unità di misura è chiamata **magnitudo**.

Indicando con A_0 la magnitudo del terremoto di riferimento, pari a 0, è possibile calcolare la magnitudo M_L di un terremoto generico secondo l'espressione fornita da Richter nel 1935:

$$M_L = \log A - \log A_0$$

l'espressione consente quindi di valutare la magnitudo a partire da registrazioni effettuate a qualsiasi distanza dall'epicentro purché si conosca il valore di A_0 corrispondente alla distanza considerata. I valori di A_0 stabiliti empiricamente da Richter per distanze comprese fra 0 e 600 km sono descritti da un'espressione del tipo

$$\log A_0 = a \times \log \left(\frac{R}{100} \right) + b \times (R - 100)$$

dove R è la distanza ipocentrale in km ed a e b sono coefficienti numerici.

Le limitazioni relative all'uso di questo metodo consistono principalmente nel fatto che l'andamento dei valori di $\log A_0$ sono stati desunti sulla base delle caratteristiche di attenuazione delle onde sismiche ad alta frequenza nella crosta terrestre della California meridionale; in realtà sarebbe opportuno elaborare una curva appropriata per ogni regione. Un'ulteriore limitazione è data dal fatto che tale metodo di misura è valido solo per terremoti con distanza epicentrale minore di 600 km. Poiché tale scala è valida per terremoti superficiali e di piccola distanza epicentrale è anche nota come scala della Magnitudo Locale da cui deriva il pedice M_L nella formula fornita da Richter.

CAP.2 NORME ANTISISMICHE – L'EVOLUZIONE NORMATIVA

Dal sito http://legxv.camera.it/cartellecomuni/leg14/RapportoAttivitaCommissioni/testi/08/08_cap15_sch01.htm

La normativa antisismica prima del 2003

Al fine di cogliere il carattere innovativo della nuova normativa sismica introdotta dall'ordinanza n. 3274 del 2003 e dal successivo DM 14 settembre 2005 è opportuno effettuare una breve panoramica sull'evoluzione temporale della normativa sismica.

L'individuazione delle zone sismiche, in Italia, è avvenuta agli inizi del '900 attraverso lo strumento del regio decreto, emanato a seguito dei terremoti distruttivi di Reggio Calabria e Messina del 28 dicembre 1908. Dal 1927 le località colpite sono state distinte in due categorie, in relazione al loro grado di sismicità ed alla loro costituzione geologica. Pertanto, la mappa sismica in Italia non era altro che la mappa dei territori colpiti dai forti terremoti avvenuti dopo il 1908, mentre tutti i territori colpiti prima di tale data - la maggior parte delle zone sismiche d'Italia - non erano classificati come sismici e, conseguentemente, non vi era alcun obbligo di costruire nel rispetto della normativa antisismica. La lista originariamente consisteva, quindi, nei comuni della Sicilia e della Calabria gravemente danneggiati dal terremoto del 1908, che veniva modificata dopo ogni evento sismico aggiungendovi semplicemente i nuovi comuni danneggiati. La legislazione antisismica vigente è essenzialmente basata sull'apparato normativo costituito dalla **legge 2 febbraio 1974, n. 64**, recante *Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche*, che ha integralmente sostituito la legge 25 novembre 1962, n. 1684, nonché della **legge 5 novembre del 1971, n. 1086**, recante *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica*. Infatti, solamente nel 1974, attraverso la legge n. 64, è stata approvata una **nuova normativa sismica nazionale** che ha stabilito il quadro di riferimento per le modalità di classificazione sismica del territorio nazionale, oltre che di redazione delle norme tecniche. Tale legge ha delegato il Ministro dei lavori pubblici:

- 1) all'emanazione di norme tecniche per le costruzioni sia pubbliche che private, da effettuarsi con decreto ministeriale, di concerto con il Ministro per l'interno, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, e con la collaborazione del Consiglio nazionale delle ricerche (CNR);
- 2) all'aggiornamento della classificazione sismica attraverso appositi decreti ministeriali.

Si ricorda che il carattere distintivo di tale legge è stata la possibilità di aggiornare le norme sismiche ogniquale volta fosse giustificato dall'evolversi delle conoscenze dei fenomeni sismici, mentre, per la classificazione sismica si è operato, come per il passato, attraverso l'inserimento di nuovi comuni colpiti dai nuovi terremoti.

Successivamente, gli studi di carattere sismologico effettuati all'indomani del terremoto del Friuli Venezia Giulia del 1976 e di quello in Irpinia del 1980, svolti all'interno del Progetto finalizzato "Geodinamica" del CNR, hanno portato ad un notevole aumento delle conoscenze

sulla sismicità del territorio nazionale ed hanno consentito la formulazione di una proposta di classificazione sismica presentata dal CNR al Governo. Tale proposta è stata tradotta in una **serie di decreti del Ministero dei lavori pubblici approvati tra il 1980 ed il 1984**, che hanno classificato complessivamente il 45% della superficie del territorio nazionale, nel quale risiede il 40% della popolazione, e costituito pertanto la **classificazione sismica** italiana fino all'emanazione dell'ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003.

Si ricorda che la proposta del CNR, per la prima volta in Italia, è stata basata su indagini di tipo probabilistico della sismicità italiana e che la classificazione sismica ha preso in considerazione tre categorie sismiche, di cui la terza (la meno pericolosa, introdotta con il DM 3 giugno 1981, n. 515), ha compreso solo alcuni comuni della Campania, Puglia e Basilicata, interessati dal terremoto di Irpinia e Basilicata del 1980, ma che non è stata estesa alle altre zone d'Italia con pari livello di pericolosità.

Relativamente, invece, alle **norme tecniche**, già con il **DM del 3 marzo 1975**, sono state emanate le prime disposizioni successivamente integrate da una serie di successivi decreti, tra cui si ricordano il DM 12 febbraio 1982, a sua volta sostituito dal **DM 16 gennaio 1996**, come modificato dal DM 4 marzo 1996, che ha provveduto ad integrare il DM del 3 marzo 1975 con alcune indicazioni contenute in alcune circolari ministeriali. Su tale impianto normativo si è inserito il nuovo processo di distribuzione delle competenze fra Stato, regioni ed enti locali, attuato con le cosiddette "leggi Bassanini" del 15 marzo 1997, n. 59.

Conseguentemente, la competenza per l'**individuazione delle zone sismiche**, la formazione e l'**aggiornamento** degli elenchi delle medesime zone che, fino al 1998 era attribuita al Ministro dei lavori pubblici, è stata trasferita, con il **decreto legislativo n. 112 del 1998 alle Regioni**, mentre spetta allo **Stato** quella di definire i relativi **criteri generali** per l'individuazione delle zone sismiche e le **norme tecniche per le costruzioni** nelle medesime zone. Occorre sottolineare, inoltre, che si prevede che tali funzioni siano esercitate sentita la Conferenza unificata Stato-regioni-città e autonomie locali.

Si ricorda, ancora, che tale residua competenza statale è rimasta incardinata nel Ministero dei lavori pubblici fino all'approvazione del decreto legislativo n. 300 del 1999, che l'ha assegnata alla neo istituita Agenzia di protezione civile e, nuovamente, riattribuita al Dipartimento della protezione civile con il decreto legge n. 343 del 2001, convertito con modificazioni dalla legge n. 401 del 2001 che ha soppresso l'Agenzia, peraltro mai entrata nella piena operatività. Inoltre, in conseguenza del riordino normativo della materia edilizia, le disposizioni antisismiche previste dalla legge n. 64 del 1974 sono confluite, con alcune modifiche, nel **DPR 6 giugno 2001, n. 380, Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia**, il cui **Capo IV** reca "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche", con disposizioni specifiche relative alle norme per le costruzioni in zone sismiche, alla relativa vigilanza, nonché alle modalità di repressione delle violazioni.

Il DPR n. 380, come modificato ed integrato dal decreto legislativo 27 dicembre 2002, n. 301, ha stabilito che tutte le costruzioni di rilievo per la pubblica incolumità, se realizzate in zone sismiche, devono essere conformi, oltre che alle disposizioni tecniche applicabili ad ogni tipo di costruzione edificata su tutto il territorio nazionale, anche a specifiche norme tecniche, la cui emanazione è affidata al Ministro dei lavori pubblici, di concerto con il Ministro dell'interno e

sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, il CNR, nonché la Conferenza unificata. Vi sono poi state dettati i criteri generali cui dovranno uniformarsi le norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.

La nuova normativa sismica

Immediatamente dopo il terremoto del 31 ottobre 2002 che ha colpito i territori al confine fra il Molise e la Puglia, la Protezione civile ha adottato l'**ordinanza 20 marzo 2003, n. 3274**, al fine di fornire una risposta immediata alla necessità di aggiornamento della classificazione sismica e delle norme antisismiche.

Nelle premesse all'ordinanza, si specifica che essa rappresenta una **prima e transitoria disciplina** della materia, in attesa dell'emanazione delle specifiche norme tecniche previste, dapprima, dall'art. 83 del DPR n. 380 del 2001, e, successivamente, anche dall'art. 5 del decreto legge 28 maggio 2004, n. 136.

Alla luce dell'ordinanza n. 3274 e, a differenza di quanto previsto dalla normativa precedente, **tutto il territorio nazionale è stato classificato come sismico e suddiviso in 4 zone**, caratterizzate da pericolosità sismica decrescente; tali zone sono individuate da 4 classi di accelerazione massima del suolo con probabilità di accadimento del 10% in 50 anni. Le prime tre zone della nuova classificazione corrispondono, dal punto di vista degli adempimenti previsti dalla legge n. 64 del 1974, alle zone di sismicità alta, media e bassa, mentre per la zona 4, di nuova introduzione, viene data facoltà alle regioni di imporre l'obbligo della progettazione antisismica. In ogni zona è, infatti, prevista l'applicazione della progettazione sismica con livelli differenziati di severità, salvo, come anzidetto, nella zona 4. Il collegamento tra la classificazione e le norme tecniche risulta, pertanto, molto stretto.

Oltre ai criteri per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone, con l'ordinanza sono state, infatti, approvate le seguenti norme tecniche che riguardano, per la prima volta, la quasi totalità di tipologie di costruzioni: edifici, ponti ed opere di fondazione e di sostegno dei terreni.

L'art. 2, comma 2, dell'ordinanza n. 3274 prevede l'applicazione delle norme tecniche previgenti per le seguenti opere:

- opere i cui lavori siano già iniziati;
- opere pubbliche già appaltate o i cui progetti siano stati già approvati alla data della presente ordinanza;
- opere di completamento degli interventi di ricostruzione in corso.

Viene altresì previsto, in tutti i restanti casi, la possibilità di continuare ad **applicare le norme tecniche previgenti per non oltre 18 mesi**, termine più volte prorogato da una serie di successive ordinanze, di cui l'ultima ne ha differito l'applicabilità **al 23 ottobre 2005**, data di entrata in vigore della nuova disciplina antisismica introdotta dal DM 14 settembre 2005.

Il successivo comma 3 ha previsto l'obbligo di verifica entro 5 anni – da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, ai sensi delle norme tecniche contenute negli allegati all'ordinanza – sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso. Viene altresì previsto che tali verifiche riguardino in via prioritaria edifici ed opere ubicate nelle zone di sismicità alta e media.

Va sottolineata, inoltre, la forte sintonia della normativa contenuta nell'ordinanza con il sistema di normative già definito a livello europeo, Eurocodice 8 (EC8), in corso di adozione da parte dell'Unione europea. Si ricorda che la differenza sostanziale tra le norme di nuova generazione, quali l'EC8, e quelle tradizionali consiste nell'abbandono del carattere convenzionale e puramente prescrittivo a favore di una impostazione prestazionale, nella quale gli obiettivi della progettazione che la norma si prefigge vengono dichiarati, ed i metodi utilizzati allo scopo (procedure di analisi strutturale e di dimensionamento degli elementi) vengono singolarmente giustificati.

Con l'ordinanza n. 3274 lo **Stato** ha provveduto a fissare i **criteri generali** per l'individuazione delle zone sismiche, dando mandato alle **regioni** per l'**individuazione delle zone sismiche**.

Alle regioni, compete, quindi, la predisposizione dell'elenco dei comuni classificati rispettivamente in zona 1, 2, 3 e 4. Per procedere a tale identificazione le regioni potranno elaborare in proprio una mappa di pericolosità sismica regionale, oppure utilizzare quella fornita dallo Stato per tutto il territorio nazionale e allegata ai criteri per l'individuazione delle zone sismiche nella veste dell'elenco di tutti i comuni italiani con la loro classificazione sismica. Si ricorda, poi, che in una recente nota del 29 marzo 2004 del Dipartimento della protezione civile, recante elementi informativi sull'ordinanza n. 3274 si legge che *"L'ordinanza è nata dalla necessità di dare una risposta rapida ed integrata alle esigenze poste dal rischio sismico, una risposta che non poteva ulteriormente attendere visto il ripetersi di eventi sismici calamitosi che hanno interessato anche zone non classificate sismiche"*, ma soprattutto che *"l'ineludibile esigenza sopra descritta ha, quindi, condotto alla scelta di dettare una disciplina a carattere transitorio in materia di classificazione sismica e normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica con un'ordinanza di protezione civile nelle more dell'emanazione di un provvedimento che regoli a regime la materia; a tal fine il Ministro delle infrastrutture e dei trasporti, ha costituito un'apposita Commissione a cui è stato demandato il compito di redigere una bozza di Testo Unico della Normativa Tecnica, da emanarsi ai sensi della legge n. 64 del 1974 e del DPR n. 380 del 2001"*.

Con decreto del Capo del Dipartimento della protezione civile n. 123 del 22 gennaio 2004 è stato nominato anche un gruppo di lavoro per l'approfondimento di tutte le problematiche relative all'ordinanza n. 3274.

Successivamente il Parlamento, al fine di risolvere le questioni attinenti al riparto di competenze tra il Dipartimento della protezione civile e il Ministero delle infrastrutture e dei trasporti in materia di normativa antisismica, sorte a seguito dell'emanazione dell'ordinanza n. 3274, ha previsto, nel **decreto legge 28 maggio 2004, n. 136**, l'emanazione – da parte del Consiglio superiore dei lavori pubblici, di concerto con il Dipartimento della protezione civile, di

norme tecniche, anche per la verifica sismica ed idraulica relative alle costruzioni, nonché la redazione di norme tecniche per la progettazione, la costruzione e l'adeguamento, anche sismico ed idraulico, delle dighe di ritenuta, dei ponti e delle opere di fondazioni. E' stato precisato che la redazione di tali norme avvenga secondo un programma di **priorità per gli edifici scolastici e sanitari**. Si ricorda, in merito a tali questioni, che l'ordinanza n. 3274 rappresenta una normativa a carattere transitorio che conferisce al Dipartimento della protezione civile poteri straordinari per fronteggiare determinate situazioni di emergenza. Sull'esercizio dei poteri straordinari da parte del Dipartimento della protezione civile, si è pronunciata, dapprima, la Corte Costituzionale con la sentenza 9 novembre 1992, n. 127 nella quale si è affermato che "non spetta allo Stato, e per esso al Presidente del Consiglio dei Ministri, introdurre prescrizioni per fronteggiare lo stato di emergenza che conferiscano a organi amministrativi poteri di ordinanza non adeguatamente circoscritti nell'oggetto, tali da derogare a settori di formazione primaria richiamati in termini assolutamente generici, e a leggi fondamentali per la salvaguardia dell'autonomia regionale, senza prevedere, inoltre, l'intesa per la programmazione generale degli interventi". Successivamente anche il Tar della Lombardia con sentenza del 27 gennaio 1998, n. 96, ha confermato che "l'esercizio del potere di deroga alla legislazione vigente, riconosciuto al commissario delegato dal Presidente del Consiglio dei Ministri per l'attuazione degli interventi di emergenza previsto dall'art. 5 della legge 24 febbraio 1992, n. 225, presuppone la circostanziata individuazione *ex ante* delle principali norme che, applicabili in via ordinaria, pregiudicherebbero l'attuazione degli interventi medesimi; pertanto, l'onere di motivazione, di cui il commissario deve farsi carico, è diretto ad evidenziare, con valutazione preventiva, il nesso di strumentalità necessaria tra l'esercizio del potere di deroga e l'attuazione di detti interventi".

In sintesi, se la pienezza di poteri attribuiti al Dipartimento della protezione civile è giustificabile allorché si tratti di deliberare lo stato di emergenza, sono sorte perplessità in relazione all'emanazione di un'ordinanza, come la n. 3274, finalizzata a disciplinare, sia pure provvisoriamente, un settore caratterizzato da norme per le quali è previsto un procedimento di adozione ben individuato. Sotto il **profilo procedurale**, il decreto legge n. 136 del 2004 ha previsto che le norme tecniche vengano emanate con le procedure di cui dell'**art. 52 del T.U.** delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia di cui al **DPR n. 380 del 2001**, di concerto con il Dipartimento della protezione civile. Si ricorda che l'art. 52 del richiamato T.U. stabilisce che le norme tecniche riguardanti i vari elementi costruttivi delle strutture sia pubbliche che private siano fissate con **decreti del Ministero per le infrastrutture e i trasporti**, sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici che si avvale anche della collaborazione del Consiglio nazionale delle ricerche. Qualora le norme tecniche riguardino costruzioni in zone sismiche esse devono essere adottate di concerto con il Ministro per l'interno. Tali norme definiscono i criteri generali tecnico-costruttivi per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento, i carichi e sovraccarichi e loro combinazioni nonché i criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni, le indagini sulla natura dei terreni e delle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle opere di sostegno delle

terre e delle opere di fondazione, i criteri generali e le precisazioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di opere speciali, quali ponti, dighe, serbatoi, tubazioni, torri, costruzioni prefabbricate in genere, acquedotti, fognature e, infine, la protezione delle costruzioni dagli incendi. Dispone inoltre che le medesime norme tecniche e i relativi aggiornamenti entrino in vigore trenta giorni dopo la pubblicazione dei rispettivi decreti nella Gazzetta Ufficiale.

Pertanto, in attuazione dell'art. 5 del decreto legge n. 136 del 2004, è stato emanato il **DM 14 settembre 2005** con il quale sono state approvate le **Norme tecniche per le costruzioni**, allo scopo di riunire in un unico testo la disciplina tecnica relativa alla progettazione ed all'esecuzione delle costruzioni e di realizzarne nel contempo l'omogeneizzazione e la razionalizzazione.

Il testo, composto da un'introduzione e dodici capitoli, rappresenta una **messa a punto completa della complessa normativa in materia di costruzioni**, relativa alla progettazione strutturale degli edifici ed alle principali opere di ingegneria civile, accanto alle caratteristiche dei materiali e dei prodotti utilizzati, e consiste, inoltre, in un ampio aggiornamento del quadro legislativo nazionale in campo strutturale, basato sulle leggi fondamentali n. 1086 del 1971 e n. 64 del 1974.

Il decreto è **entrato in vigore il 23 ottobre 2005**. Successivamente, con l'**art. 14-undecies del decreto legge 30 giugno 2005, n. 115** è stato **previsto un periodo transitorio di diciotto mesi - fino al 23 aprile 2007 -** al dichiarato scopo di consentire l'avvio di una fase sperimentale nell'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni, durante il quale **sarà possibile applicare**, in alternativa alle stesse, **la normativa precedente**. In merito all'**applicabilità dell'ordinanza n. 3274 durante tale regime transitorio**, si ricorda che essa è tuttavia **vigente**, in quanto le proroghe hanno riguardato unicamente la sua obbligatorietà, ma non la vigenza, e fino alla sua entrata in vigore il progettista avrebbe quindi potuto scegliere di adeguarvisi o meno. Durante tale periodo transitorio, pertanto, **l'applicazione della disciplina in essa contenuta costituisce una mera facoltà** che si affianca a quella di applicazione della normativa del DM 14 settembre 2005 ed alla normativa di cui alle leggi n. 1086 del 1971 e n. 64 del 1974.

Tale possibilità è confermata dallo stesso DM 14 settembre 2005, nelle cui premesse viene espressamente previsto che le disposizioni contenute negli allegati 2 e 3 dell'ordinanza n. 3274 del 2003, possono continuare a trovare vigenza "quali documenti applicativi di dettaglio delle norme tecniche" con lo stesso approvate. Inoltre, all'interno del capitolo 5 si prevede espressamente che "il committente ed il progettista di concerto, nel rispetto dei livelli di sicurezza stabiliti nella presente norma, possono fare riferimento a specifiche indicazioni contenute in codici internazionali, nella letteratura tecnica consolidata, negli allegati 2 e 3 alla ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20 marzo 2003, n. 3274". Infine, nel capitolo 12, la citata ordinanza rientra tra le referenze tecniche essenziali, al pari dei codici internazionali e della letteratura tecnica consolidata.

Da ultimo occorre accennare che l'entrata in vigore, il 23 ottobre 2005, del DM 14 settembre 2005, ha determinato la piena operatività della nuova classificazione sismica, comportando la

necessità dell'applicazione dell'**art. 104 del T.U. in materia edilizia, n. 380 del 2001**, relativo alle "Costruzioni in corso in zone sismiche di nuova classificazione". In base a tale articolo, coloro che in una zona sismica di nuova classificazione abbiano iniziato una costruzione prima dell'entrata in vigore del provvedimento di classificazione, sono tenuti a farne denuncia, entro quindici giorni dall'entrata in vigore del provvedimento stesso, al competente ufficio tecnico della regione.

Le ultime Norme emanate sono:

- **2008** – *Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 4/02/2008) "Norme Tecniche per le Costruzioni"* entrato in vigore nel 1 Luglio 2009 a seguito del terremoto dell'Aquila dell'Aprile 2009
- **2009** – *Circolare n. 617 del 2 Febbraio 2009 (G.U. n.47 del 26/02/2009 – Supplemento ordinario n.27) "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. del 14 Gennaio 2008"*

alle quali oggi ci riferiamo e a cui si fa riferimento per lo svolgimento della presente tesi.

CAP. 3 – GENERALITÀ SULLE COSTRUZIONI IN MURATURA

Osservazioni sulla storia

L'uso della pietra come materiale da costruzione e la sua lavorazione appartengono alle più antiche conquiste dell'uomo. Il desiderio e lo sforzo di dare alla pietra, per mezzo della squadratura, una struttura adeguata o una forma ci conducono all'inizio della storia. All'inizio i nostri antenati cercavano riparo in grotte naturali nella terra e nella roccia e cominciarono ad adattarle secondo i loro bisogni, modificandone le forme per sfruttarle nel modo più opportuno e razionale. Nelle costruzioni che si sono sviluppate dalle case di pietra degli uomini primitivi sono evidenziati la ricchezza delle idee e le qualità dell'opera; in senso più ampio traspare in quale misura la natura e la vita si fondano armoniosamente tra loro. Questo criterio è valido in linea generale per le cosiddette costruzioni anonime fino ad arrivare alle case in pietra più recenti che, apparentemente, non hanno più niente in comune con i tipi primitivi di abitazione. Ed è proprio perché, nonostante le innumerevoli costruzioni sorte in epoca moderna per far fronte alle esigenze turistiche e culturali di massa, si sono conservate espressioni come i trulli pugliesi, le case in pietra del Ticino o quelle dei pascoli alpini dei Grigioni, si può e si deve utilizzare come insegnamento l'autenticità di queste forme architettoniche.

Alcune strutture elementari riflettono sia la capacità tecnica di alcune generazioni sia le esigenze primitive dell'uomo. Ciò che colpisce maggiormente è il tipo di procedimento assai semplice con cui si giunge al risultato finale: grazie all'identificazione con specifiche situazioni locali e all'impiego di materiali e strutture costruttive particolari, sono conservate e presentate non solo la qualità del progetto ma anche il contesto sociale.

Le nostre conoscenze relative ai sistemi costruttivi devono tener conto non solo delle sensazioni immediate legate ad un preciso momento, ma anche dell'enorme tesoro legato all'esperienza. Così tutte le innovazioni portate dai cambiamenti storici rappresentano nell'architettura quasi una categoria estetica e ci inducono a creare nuove regole partendo da ciò che già si conosce. I costruttori anonimi ci rivelano come le relazioni con il paesaggio, la conoscenza dei materiali, il conseguimento dello scopo finale e l'influenza dei modelli possano diventare criteri validi per una forma costruttiva armoniosa.

Con il passare del tempo aumentano le esigenze e, di conseguenza, le conoscenze si ampliano. Nel momento in cui le tecniche si perfezionano e diventano più complesse, si sviluppano le possibilità costruttive ma anche i rischi e i pericoli legati all'uso diretto e immediato dei materiali. E' importante considerare le forme artistiche e l'evoluzione delle opere in muratura che nascono in questo modo facendo riferimento anche ai luoghi e al momento storico. Peraltro la realtà attuale non può essere confrontata direttamente con i richiami legati alla storia. Lo "spirito del tempo" è un elemento dell'opera costruttiva così come il *genius loci* che domina un luogo e una situazione è in grado di trarre le proprie conclusioni valide per il presente soltanto attraverso le osservazioni e le riflessioni sul periodo storico. Nelle costruzioni in muratura non sono, infatti, mai esistite evoluzioni rapide e improvvise, come invece accade oggi spesso. Si può inoltre constatare che la ricchezza di una struttura costruttiva

semplice dipende essenzialmente dalla creatività, dalla bravura degli artigiani e anche dal progresso tecnico.

Il rapporto diretto dell'uomo con la natura è profondamente cambiato nel corso dei secoli. Sebbene ci fosse un gran numero di costruzioni in mattoni, molto spesso si preferiva l'uso della pietra naturale (si pensi all'Egitto dove gli edifici di culto più importanti erano realizzati in pietra). L'architettura romana perfeziona le tecniche soprattutto per ciò che riguarda la scoperta e l'utilizzo della malta pozzolanica. Svilupparono infatti particolari sistemi murari detti opus:

- opus quadratum (pietre tagliate a parallelepipedo disposte in file orizzontali)
- opus coementicium (pietrame e malta)
- opus incertum (pietre con disposizione casuale nella malta, ma facce principali rivolte all'esterno)
- opus reticulatum (pietre a base quadrata disposte in diagonale)
- opus mixtum (opus reticulatum con spigoli in mattoni)
- opus testaceum (o latericium, fatto da mattoni)

Nonostante ciò, non portarono alcun miglioramento qualitativo nelle costruzioni del mattone in sé per sé.

Ma l'antichità non viene forse ricordata soprattutto per l'imponenza delle costruzioni e per le opere ciclopiche ancora appartenenti alla preistoria? L'idea che le costruzioni massicce composte da grandi quantità di materiali posati a strati e pressati possano avere un valore inestimabile è legata, nel corso dei secoli, all'uso delle pietre naturali più resistenti.

I periodi dell'età moderna successivi al medioevo (periodo nel quale la produzione dei mattoni è vietata proprio per la rapida fabbricazione e il loro basso costo) non portarono, almeno all'inizio, nessun cambiamento rilevante per ciò che riguarda l'uso dei diversi materiali costruttivi in pietra.

I primi concreti cambiamenti si hanno con l'avvento della rivoluzione industriale, dallo sviluppo dei nuovi insegnamenti e, soprattutto, dallo sviluppo della tecnica delle costruzioni. L'impiego più conveniente è anche guidato dalle teorie scientifiche (si pensi allo sviluppo della statica) e le prime attrezzature tecniche e i primi macchinari vengono utilizzati in modo efficace e funzionale.

I decisivi cambiamenti portati dalla rivoluzione industriale trascinarono anche mutamenti in campo economico. Rispetto al passato, oggi la società è relativamente stabile per quello che concerne la differenza nel modo di vivere tra ricco e povero. Ma proprio in questa società si creano i problemi relativi all'ambiente. Nel capitalismo sono figure dominanti intellettuali e laici che si pongono come portatori di civiltà senza sentirsi in dovere di rendere conto al popolo delle loro azioni. Ordinano le costruzioni di opere e monumenti secondo le loro ambizioni e la loro fede in Dio. Oggi, coloro che rappresentano il fulcro del capitalismo non sono più gli stessi di un tempo. Il pubblico potere è vincolato all'uso parsimonioso del denaro: banche, società di

assicurazioni, industriali e commerciali devono rendere conto di tutto ciò a chi possiede il controllo economico o alla concorrenza. Quindi nel momento in cui lo scopo finale viene considerato solo dal punto di vista materiale, la redditività diventa il sommo e unico bene che prevale su tutto, al di là di qualsiasi altro valore. La periferia e l'aperta campagna sembrano essere una merce culturale di secondaria importanza che viene abbandonata per poter far fronte ai propri impegni. Così in molti campi si è perduto il contatto tra la natura e l'uomo.

Quali insegnamenti possiamo allora trarre dalla storia? Forse solo quelli relativi ai dogmi e all'etica dell'architettura. Se la costruzione in muratura oltre all'utilizzo e alla combinazione dei materiali e delle parti costruttive riesce ad esprimere un significato relativamente all'utilità, senza comunque diventare nuda decorazione, tutto ciò potrebbe aprire una nuova strada. Poiché l'arte della costruzione non si limita al risultato di un logico processo di progettazione, deve anche tenere conto di esigenze più profonde, non soltanto materiali, da cui nasce la tipicità di un'opera.

Nell'epoca moderna, che vede l'abbandono degli elementi legati a un canone puramente estetico, la qualità del materiale, della struttura e della forma, intesa come espressione della funzionalità e della ricerca di sobrietà e verità da parte del progettista, è valida solo quando tutte queste caratteristiche vengono costantemente manifestate e rispettate. Solo con una partecipazione diretta e completa di tutti gli elementi alla costruzione l'opera riesce a caratterizzarsi e imprimersi nella continuità culturale.

IL SISTEMA COSTRUTTIVO "MURATURA"

Vantaggi:

- Semplicità strutturale;
- Buon isolamento termico ed acustico degli ambienti;
- Durata della costruzione pressoché illimitata per l'impiego di materiali pesanti e durevoli.

Svantaggi:

- Insufficienza statica per sollecitazioni indotte da spinte orizzontali a causa del collegamento poco solidale fra muri e solai;
- Impossibilità di avere una pianta libera ad ogni piano;
- Le dimensioni dei muri obbligano ad avere aperture di luce limitata.
- Il numero di piani costruibili di un edificio è limitato, come limitate sono le sue dimensioni.

Caratteristiche e funzioni

Si intende per muro l'insieme degli elementi pesanti di varia natura (pietra, laterizio, ecc.), collegati fra loro a regola d'arte mediante un legante in modo da ottenere una struttura monolitica. Il muro in relazione allo scopo per cui viene costruito deve assicurare:

- la funzione portante (se previsto);
- la protezione dagli agenti atmosferici (neve, vento, pioggia, ecc.);
- l'isolamento termico;
- l'isolamento acustico

Lo spessore del muro dipenderà quindi dalle funzioni che deve svolgere. Quando un muro non deve svolgere la funzione portante, ma solo di separazione fra spazi diversi, potrebbe essere realizzato con lo spessore minimo, ma sempre idoneo a garantire le altre condizioni (protezione ed isolamento).

Denominazione e tipi di muri.

I muri si possono classificare in vari modi, a seconda della loro funzione o posizione, dei materiali impiegati o della tecnica di esecuzione.

1. In base alla funzione possono essere:

- muri maestri o portanti se assolvono a compiti statici; sono di questo tipo i muri perimetrali e quelli di spina degli edifici in muratura ordinaria;
- di tamponamento, se servono a chiudere i vuoti fra travi e pilastri delle strutture intelaiate;
- divisori o tramezzi, quando servono a separare i vani interni dell'abitazione tra di loro.

2. In base ai materiali costituenti si hanno:

- muri di pietra da taglio;
- muri di pietrame in conci irregolari;
- muri di blocchi di tufo;
- muri di laterizi;
- muri misti di pietrame, di calcestruzzo e laterizi;
- muri di calcestruzzo semplice o armato;
- muri di elementi vari prefabbricati.

3. In base alla posizione, i muri si possono distinguere in:

- muri in fondazione, quelli posti sotto il piano di campagna;
- muri in elevazione, quelli al di fuori del piano di campagna;

4. In base alla tecnica di esecuzione si possono avere:

- muri a secco, quando non vengono impiegate malte per cementare i vari elementi;
- muri con malte (muri propriamente detti);
- muri di getto, realizzati con conglomerati vari entro cavità del terreno o con casseforme.

L'ELEMENTO PORTANTE

In una costruzione la struttura portante è formata da tutte le combinazioni di elementi costruttivi che possono sopportare i carichi. Essa deve possedere determinati requisiti.

Innanzitutto deve deviare i carichi del peso proprio della costruzione, le influenze esterne (neve e vento) e i carichi mobili. Da ciò deriva la condizione di imprescindibilità della sfera strutturale della costruzione (sostegni e rinforzi) e la sicurezza di fronte a slittamenti e ribaltamenti. Infine, le parti della struttura portante devono essere dimensionate in modo tale da assorbire le sollecitazioni provenienti dall'interno e dall'esterno.

L'immagine architettonica nel senso degli "spazi positivi e negativi", come pieni e vuoti, ha una caratteristica tipica che nasce dalla mancanza di resistenza alla tensione. La rimozione necessaria dei carichi dalle cornici oltre le aperture, limita normalmente la larghezza dell'apertura stessa. A tutto ciò è legata, secondo un senso estetico prestabilito, l'autenticità della forma di una costruzione in muratura. L'esame della struttura portante definisce due gruppi di criteri di giudizio:

- un primo gruppo che comprende i singoli elementi di una struttura portante;
- un secondo gruppo che li considera dal punto di vista dei rapporti costruttivi con punti di congiunzione: dagli elementi ideati per una struttura portante (puntiforme, lineare, in piano, relativamente a superfici e volumi) nasce di solito la struttura principale solida; si arriva quindi alla idealizzazione di pareti e solai (superfici) e pilastri e sostegni (linee). Se li osserviamo dal punto di vista delle loro influenze combinate (se sono o no portanti, se sono sollecitati da trazioni, pressioni, flessioni, ecc., se possono sopportare questi carichi in una o più direzioni, se e come vengono posati), possiamo arrivare a creare una classificazione relativa a una struttura portante in muratura progettata in modo adeguato. Inoltre i molteplici rapporti tra la struttura portante in muratura e le altre sfere costruttive (costruzione, installazione, assestamento) non hanno alcuna relazione diretta con la costruzione bensì con la forma dell'opera costruita. In generale si può sostenere che soltanto in casi molto rari una costruzione può essere eseguita secondo un criterio di spostamento lineare dei carichi.

Possiamo distinguere:

- strutture la cui capacità di sostenere i carichi si esplica principalmente per mezzo di masse solide a strati, accatastate e sparse;

- strutture la cui capacità di sostenere i carichi si esplica mediante la concentrazione degli stessi carichi su sostegni, pilastri e colonne;
- strutture la cui capacità di sostenere i carichi si esplica tramite un sistema complesso in estensione (in piano, ecc).

Oltre a quanto appena detto possiamo distinguere diversi tipi di sistema:

- sistema di costruzione massiccia;
- sistema di costruzione scheletrica;
- sistema di costruzione a lastre e cellulare.

Il mattone è innanzitutto una parte solida e rappresenta l'elemento tipico nell'ambito della costruzione massiccia, ma può essere posato anche insieme a tutti gli altri elementi portanti lineari, in piano e solidi.

Il loro utilizzo nelle pareti portanti viene caratterizzato da tre sistemi costruttivi definiti nel modo seguente:

- **struttura portante a scatola**
- struttura portante a setti paralleli
- struttura portante a setti irregolari.

Si tratta di sistemi utilizzati per le pareti la cui caratteristica costruttiva tipica viene sviluppata dai rapporti architettonici di tipo storico, funzionale e volumetrico. Si riferiscono a questi concetti anche tutte le altre espressioni come i sistemi costruttivi relativi alle pareti longitudinali, diagonali, trasversali. Vediamoli uno ad uno.

Una struttura portante a setti paralleli, dal punto di vista costruttivo, è un sistema di pareti portanti trasversali rispetto all'asse longitudinale di una costruzione che viene resa stabile dal congiungimento con il solaio mediante pareti longitudinali rinforzate. Si possono definire ben tre precisi compiti costruttivi e limitativi:

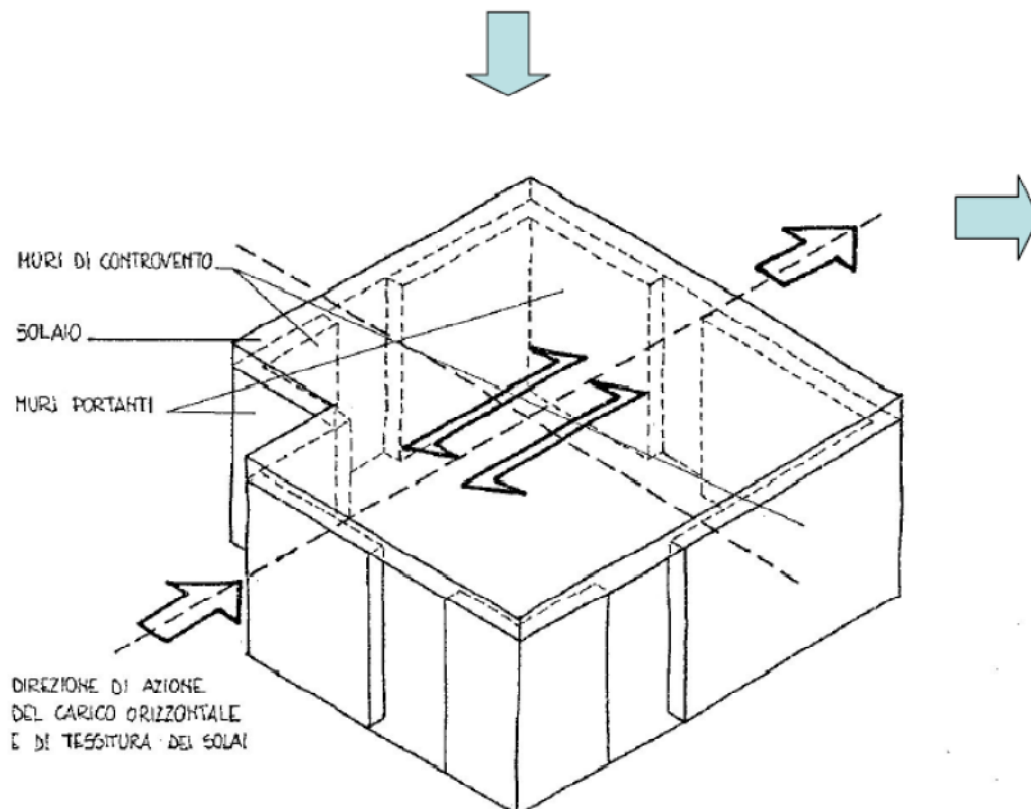
1. limitazione della larghezza delle campate delle stanze e della casa, compatibilmente con le esigenze materiali, economiche, ... (solaio monoassiale);
2. pareti interne portanti con caratteristiche isolanti relativamente buone;
3. pareti esterne senza limitazioni costruttive con massima incidenza luminosa, possibilità di proiezione orizzontale e buon rapporto della facciata con la superficie della pianta.

Al contrario le strutture a setti irregolari prevedono una posizione libera delle pareti sottostanti a una struttura portante orizzontale (solaio o tetto). Evitando che i setti irregolari si combinino con gli spazi completamente chiusi del tipo a scatola, si arriva alla creazione di spazi che sono parzialmente formati dalle pareti portanti, dai setti irregolari e dagli elementi non portanti (ad esempio le pareti di vetro). La premessa è rappresentata dalle strutture portanti

orizzontali che possono essere regolate secondo condizioni relative al carico e alla trasmissione di energia.

A differenza delle precedenti, la struttura scatolare merita una descrizione a parte.

Il sistema "scatolare"



La struttura portante a scatola è il sistema costruttivo più antico e tipico delle costruzioni in muratura. L'utilizzo forzato dei materiali disponibili determina nel corso dei secoli lo sviluppo e il consolidamento di questo sistema nell'ambito di un contesto architettonico. In realtà, in passato non venivano pienamente utilizzate tutte le possibilità costruttive relative ai sistemi di copertura con travi in legno in direzione monoassiale. Oggi si ottiene un'utilizzazione ottimale con la struttura in cemento armato poiché, in condizioni normali, sopporta senza problemi sollecitazioni nei due assi.

Per struttura scatolare si intende un sistema di spazi chiusi su tutti i lati, collegati l'uno all'altro, i cui rapporti reciproci e con l'esterno consistono solo nelle singole aperture (porte e finestre). Il suo perimetro è dato da basi di diverse forme (per lo più a forma di scatola), ha dei profili semplici e la forma a cubo caratterizza anche esternamente la tipica struttura chiusa e ben definita della casa.

Il sistema della scatola utilizza in maniera ottimale le varie possibilità delle costruzioni in muratura. Tutte le pareti possono essere caricate nello stesso modo e rinforzate, e di

conseguenza dimensionate rispetto alla struttura portante. Le possibilità in pianta sono comunque limitate.

Le tendenze principali sull'ordine e sulla regolamentazione di un progetto architettonico rispettano i seguenti procedimenti:

1. si va a limitare la profondità della pianta;
2. si identifica il sistema portante in una direzione principale;
3. di conseguenza, si limitano per quanto possibile le superfici che necessitano di supporti strutturali sovradimensionati, grazie all'uso di volumi non troppo ampi e di campate modeste;
4. infine, le aperture delle pareti portanti non vengono decise a caso ma devono essere limitate e adattate alla struttura portante.

Sicuramente oggi non valgono più certi obblighi dipendenti dall'uso di determinati materiali poiché le possibilità costruttive sono quasi illimitate; valgono invece le considerazioni sull'aspetto economico, che spesso determinano scelte non sempre in favore della forma dell'espressione architettonica.

Nell'ambito delle costruzioni a scatola, le case si distinguono per un'estrema semplicità dell'organizzazione interna e dell'immagine architettonica esterna. Volendo datare la fine temporanea del sistema compatto di costruzione a scatola possiamo far riferimento agli anni trenta, la cui esistenza è ad oggi visibile attraverso le case di abitazione borghesi. Nel periodo successivo al dopoguerra, il principio della scatola viene analizzato dal punto di vista volumetrico e combinato, mediante la muratura, con forme piccole e molto piccole.; in questo modo tale struttura perde il suo significato sperimentale e diventa una forma mista utilizzata con altri sistemi di costruzione.

Concezione strutturale

Le strutture portanti verticali degli edifici in muratura sono costituite da elementi bidimensionali (pareti piane o forate) orditi, generalmente, secondo due direzioni ortogonali. Per distinguere le funzioni svolte dalle diverse pareti che costituiscono un fabbricato, in relazione ai carichi agenti, un'antica classificazione definiva:

1) nei riguardi dei carichi **verticali**:

- muri portanti , gli elementi che sopportano oltre al proprio peso quello delle murature sovrastanti e le componenti verticali delle forze trasmesse dagli orizzontamenti;
- muri non portanti, gli elementi caricati al solo peso proprio
-

2) nei riguardi dei carichi **orizzontali**:

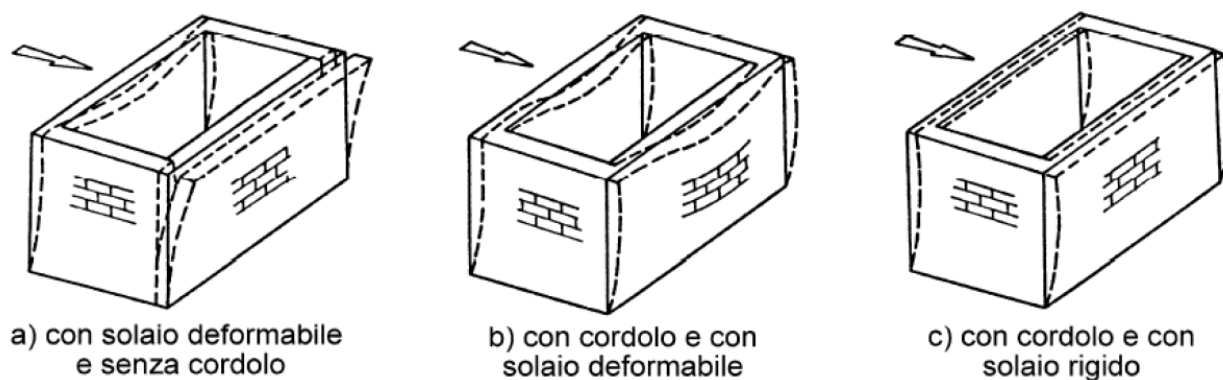
- muri di controvento, o di taglio, gli elementi che si oppongono alle forze orizzontali in direzione longitudinale;

- muri di collegamento, gli elementi disposti ortogonalmente alla direzione delle forze orizzontali.

Esaminando il problema con maggiore attenzione, si può ritenere che, rispetto alle azioni verticali, tutti gli elementi murari portano il proprio peso e quello delle pareti poste al di sopra, solamente una parte di essi è sollecitata dai carichi provenienti dagli orizzontamenti. Nei confronti delle azioni orizzontali invece il problema è più complesso in quanto gli elementi strutturali dai quali si può considerare costituito un edificio possono esibire un comportamento isolato o solidale: nel primo caso ogni parete, sottoposta alle azioni verticali e orizzontali che direttamente le competono, si comporta come un elemento completamente indipendente dagli altri; di contro, in presenza di collegamenti perimetrali e/o di orizzontamenti rigidi nel proprio piano, le pareti collaborano tra loro all'assorbimento delle sollecitazioni esterne. In particolare, i collegamenti perimetrali consentono alle pareti trasversali (ortogonali alla direzione dei carichi orizzontali) di trasferire ai muri longitudinali le risultanti delle azioni orizzontali ad esse applicate, mentre la minore o maggiore deformabilità degli impalcati nel proprio piano incide solo sulla ripartizione delle azioni orizzontali tra i diversi elementi resistenti verticali. La solidarietà tra le pareti lungo gli spigoli, invece, viene considerata come una riserva di sicurezza: diverse campagne sperimentali hanno dimostrato che le pareti di un edificio si possono considerare sconnesse tra loro senza commettere grave errore nei riguardi della resistenza complessiva della costruzione. Ciò comporta che le sezioni resistenti della struttura siano sempre considerate di forma rettangolare senza prendere in considerazione l'aliquota fornita da diverse forme quali quella a "L" o a "T".

Prendendo come riferimento la struttura scatolare, il comportamento del complesso si può ridurre alla seguente casistica:

- 1) assenza di collegamento perimetrale e di irrigidimento orizzontale
l'azione applicata a ciascuna parete viene assorbita integralmente da sé stessa che vi fa fronte (localmente e globalmente) senza la collaborazione di alcun altro elemento, solamente in base alle proprie capacità di rigidezza e resistenza
- 2) presenza del solo collegamento perimetrale
l'azione orizzontale applicata a una parete trasversale viene interamente sopportata dalla stessa solo sotto l'aspetto locale, mentre globalmente le risultanti vengono trasmesse alle pareti longitudinali per l'assorbimento e la trasmissione delle fondazioni
- 3) presenza del solo irrigidimento orizzontale
l'azione di piano applicata in corrispondenza di una parete viene ripartita tra tutte quelle collegate dall'orizzontamento, in proporzione alla rigidezza di ciascuna
- 4) presenza di irrigidimento orizzontale e di collegamento perimetrale
l'azione complessiva di piano viene ripartita tra le pareti in proporzione alla rigidezza di ciascuna e tutte le pareti collaborano a trasmettere tali sforzi in fondazione



DAL CAP. 4.5.4 NTC 2008 - ORGANIZZAZIONE STRUTTURALE

“L’edificio a muratura portante deve essere concepito come una struttura tridimensionale. I sistemi resistenti di pareti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni devono essere collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali.

I pannelli murari sono considerati resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0,3 volte l’altezza di interpiano; essi svolgono funzione portante, quando sono sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e svolgono funzione di controvento, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell’edificio, tutti le pareti devono assolvere, per quanto possibile, sia la funzione portante sia la funzione di controventamento.

Gli orizzontamenti sono generalmente solai piani, o con falde inclinate in copertura, che devono assicurare, per resistenza e rigidità, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento.

L’organizzazione dell’intera struttura e l’interazione ed il collegamento tra le sue parti devono essere tali da assicurare appropriata resistenza e stabilità, ed un comportamento d’insieme “scatolare”.

Per garantire un comportamento scatolare, muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro. Tutte le pareti devono essere collegate al livello dei solai mediante cordoli di piano di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali. I cordoli di piano devono avere adeguata sezione ed armatura.

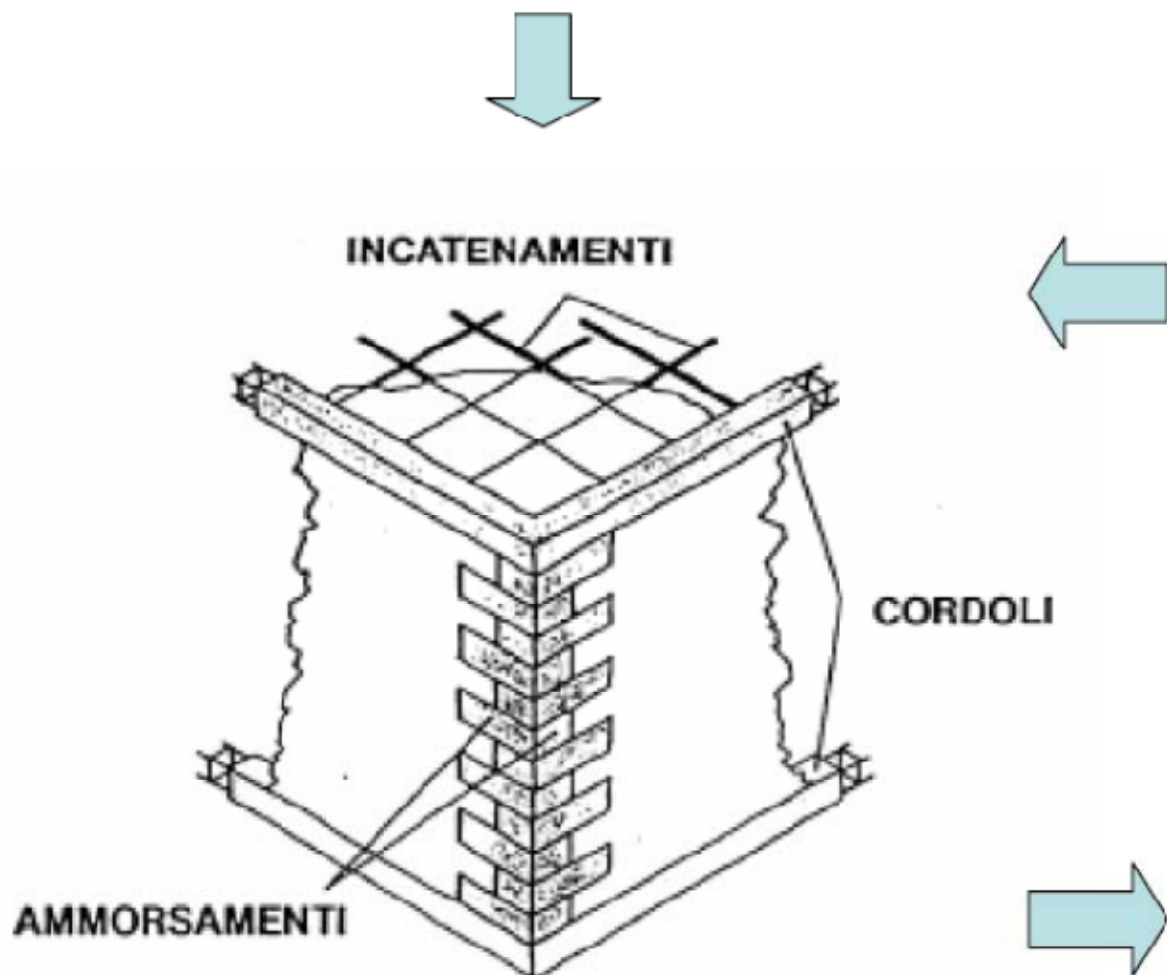
Devono inoltre essere previsti opportuni incatenamenti al livello dei solai, aventi lo scopo di collegare tra loro i muri paralleli della scatola muraria. Tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche o altro materiale resistente a trazione, le cui estremità devono essere efficacemente ancorate ai cordoli. Per il collegamento nella direzione di tessitura del solaio possono essere omessi gli incatenamenti quando il collegamento è assicurato dal solaio stesso. Per il collegamento in direzione normale alla tessitura del solaio, si possono adottare opportuni accorgimenti che sostituiscano efficacemente gli incatenamenti costituiti da tiranti estranei al solaio.

Il collegamento fra la fondazione e la struttura in elevazione è generalmente realizzato mediante cordolo in calcestruzzo armato disposto alla base di tutte le murature verticali resistenti. È possibile realizzare la prima elevazione con pareti di calcestruzzo armato; in tal caso

la disposizione delle fondazioni e delle murature sovrastanti deve essere tale da garantire un adeguato centraggio dei carichi trasmessi alle pareti della prima elevazione ed alla fondazione. Le pareti portanti sono considerate resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0,3 volte l'altezza di interpiano; e devono avere spessore minimo di:

- muratura in elementi resistenti artificiali pieni 150 mm
- muratura in elementi resistenti artificiali semipieni 200mm
- muratura in elementi resistenti artificiali forati 240 mm
- muratura di pietra squadrata 240 mm
- muratura di pietra listata 400 mm
- muratura di pietra non squadrata 500 mm

La buona concezione strutturale ed una corretta realizzazione dei dettagli strutturali garantisce un adeguato comportamento strutturale. Ciò è riconosciuto dalle NTC sotto la voce "edifici semplici".



La possibilità di considerare solidali le pareti nei riguardi delle azioni orizzontali consente una notevole semplificazione nell'analisi della struttura, in quanto permette di ipotizzare che i carichi vengano assorbiti integralmente dalle pareti parallele alla loro direzione e che sulle pareti ortogonali si esercitino esclusivamente effetti locali. L'eventuale continuità lungo gli

spigoli, invece, si trascura a vantaggio di sicurezza, valutando lo stato di sollecitazione della singola parete nell’ipotesi di sezioni reagenti rettangolari. In definitiva, il comportamento ottimale dell’edificio ai fini del miglior assorbimento dei carichi, si può conseguire solamente realizzando impalcati rigidi nel proprio piano e collegandoli efficacemente alle sommità di tutte le pareti.

CAP. 4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Lo scopo della presente tesi è quello di analizzare e verificare una struttura scolastica visto che in Italia questo tema è particolarmente sentito e punto critico di notevoli amministrazioni comunali.

Il fabbricato analizzato è situato nel comune di Colle di Val d'Elsa, nel cuore della Toscana, in una posizione strategicamente favorevole, vicino alle città di Siena, Firenze e Volterra, sul percorso della via Francigena. L'abitato si è sviluppato originariamente in tre borghi autonomi, distinti per strutture e configurazione planimetrica: il Borgo di Santa Caterina, il Castello di Piticciano e il Piano. I primi due insediamenti sono i più antichi, sedi privilegiate dei gruppi egemoni cittadini, e sono posti su uno stesso crinale collinare nella direzione Est-Ovest e separati da un ampio vallone, dominano la zona del fondovalle dove sorge il terzo "borgo", quello del Piano, più recente per diffusione urbana e da sempre adibito alle attività produttive.



Figura. Vista di Colle Val d'Elsa

Questa area è di origine etrusca. I primi reperti che vi sono stati trovati risalgono al VII secolo A.C. Pur presentando il territorio di Colle grandi ritrovamenti archeologici, risalenti addirittura al IV millennio avanti Cristo, i primi documenti, dove si nomina Colle di Val d'Elsa, risalgono al X secolo, ma è dalla fine del XII secolo che la cittadina acquistò progressivamente autonomia e identità politica: i primi statuti comunali documentati risalgono al 1307. Il tessuto urbano occupava, già nel Medioevo, un'area molto ampia che comprendeva, oltre alla parte alta, il Piano disposto lungo il tracciato delle antiche gore. Quest'ultime sono le canalizzazioni artificiali del fiume Elsa, costruite nel corso dei secoli a partire dai primi del 200, con la presenza di numerosi edifici andanti ad acqua, come mulini, cartiere e gualchiere. Le gore in questo

senso furono quindi un fattore decisivo per l'economia della città, favorendo lo sviluppo delle attività industriali.

Nel corso degli anni questa zona ha vissuto in primo luogo la lotta tra le famose fazioni dei Guelfi e dei ghibellini, capeggiati da una parte dall'imperatore Federico I, detto il Barbarossa, e dall'altra da Papa Clemente IV. A Colle il popolo guelfo sin dal 1267 era riuscito a cacciare i ghibellini, gravitando più verso la guelfa Firenze che non la Siena ghibellina. Colle fu partecipe di un sanguinoso scontro nel 1269 che vide la morte sul campo di circa mille persone e ben 1644 feriti. Finisce così il predominio ghibellino, ottenuto dopo la battaglia di Montaperti, ed inizia quello definitivo della guelfa Firenze. Dante Alighieri, nel canto XIII del Purgatorio, nel secondo girone dell'invidia, così per bocca di madonna Sapia riassume la battaglia di Colle:

*"Eran li cittadin miei presso a Colle in campo giunti co' loro avversari, e
io pregava Iddio di quel ch'e' volle. Rotti fuor quivi e vòlti ne li amari
passi di fuga; e veggendo la caccia, letizia presi a tutte altre dispari,..."*

L'assedio delle truppe del Duca di Calabria subito nel 1479 a difesa del territorio fiorentino fu l'ultima grossa vicenda ivi accaduta, che portò prima a gravi distruzioni, poi a nuovi potenziamenti del sistema delle fortificazioni.



Figura. Porta Nuova nei pressi dell'edificio scolastico

Nel corso del Cinquecento, Colle di Val d'Elsa gravita ancora nell'orbita fiorentina, acquistando potere progressivo, soprattutto grazie alla famiglia dei Medici ed agli illustri colligiani che curarono l'amministrazione del Principe. Dopo la guerra di Siena e la costituzione del Granducato di Toscana, nel 1592 con la Bolla di Clemente VIII, Colle divenne la sede di una nuova diocesi. Nel XVI secolo con la famiglia Usimbardi si apre il nuovo capitolo della storia moderna di Colle di Val d'Elsa.

Alle porte dell'era contemporanea la produzione cartaria fu soppiantata dalle nuove industrie del ferro e del vetro. Sarà soprattutto la produzione del vetro prima e del cristallo poi, a

caratterizzare l'attività industriale di Colle di Val d'Elsa che già dall'Ottocento fu definita "la Boemia d'Italia", mentre oggi è diventata vera "Città del Cristallo" con il 15% di tutta la produzione mondiale ed oltre il 95% di quella italiana.

Centro di arte e cultura per tutto il XX secolo, oggi Colle di Val d'Elsa si presenta come una ridente città di oltre 20.000 abitanti, con antiche e moderne architetture immerse fra le verdi colline bagnate dal fiume Elsa. Fra i personaggi di levatura internazionale che qui ebbero i natali, ricordiamo in tempi più moderni "il selvaggio" Mino Maccari e lo scrittore Romano Bilenchi e Arnolfo di Cambio, scultore e architetto del Duomo di Firenze.

È proprio a quest'ultimo che è dedicata la scuola media oggetto di tesi.

L'edificio, realizzato in due tempi, risale al 1973. E' composto da una zona rivolta a sud dove si trovano le aule costituite da tre corpi di fabbrica (blocco 1, 2, 3) facilmente individuabili perché sporgenti rispetto al complesso scolastico, e la zona a nord comprensiva di ingresso (blocco 5), aule per laboratori e aule docenti (blocco 4), mensa (blocco 6) e palestra (blocco 7).

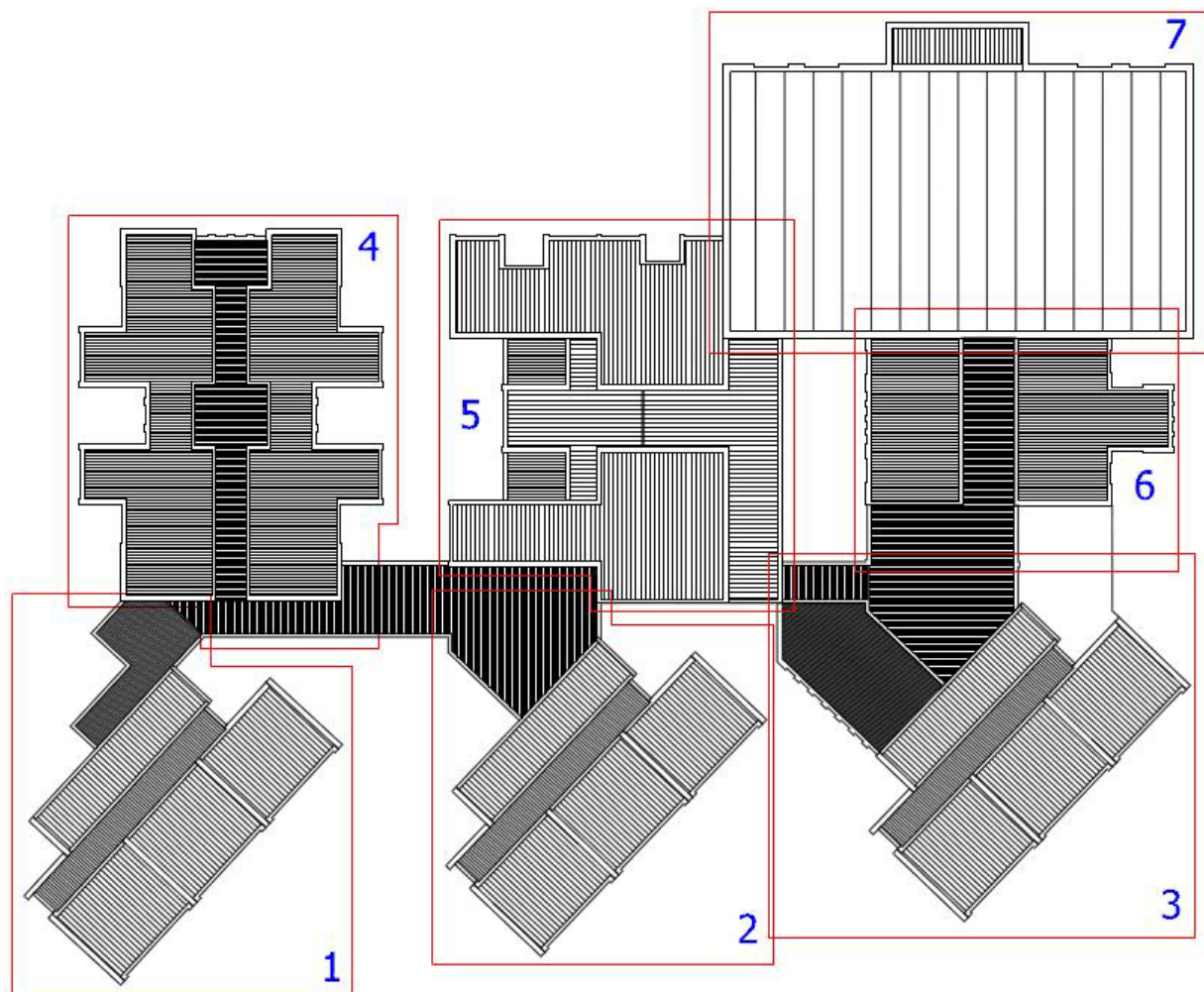


Figura. Distribuzione planimetrica della divisione in blocchi di studio



Figura. Vista dell'ingresso

Gli elementi resistenti verticali sono realizzati in mattoni semipieni DoppioUNI (12x12x25 a due o tre teste), mentre travi ed architravi sono realizzati in calcestruzzo armato. I solai sono in latero-cemento, progettati dalla Ditta S.O.C.A.V. di Siena (vedi documentazione Genio Civile allegata), considerati infinitamente rigidi per la presenza dei 4 cm di soletta e comprensivi di cordoli su tutto il perimetro. Al fine di acquisire le conoscenze necessarie della geometria e dei materiali sono stati effettuati diversi sopralluoghi in sito attraverso i quali è stato possibile verificare il corretto ammassamento tra le pareti incidenti. Da riscontro sul posto, le pareti risultano ben ammassate tra loro.

La presente tesi è limitata all'analisi del blocco 1 delle aule. Le finestre rivolte a sud sono finestre a nastro. Al di sopra di ogni apertura compaiono travi in c.a. di altezza pari a 78 cm ognuna. Di particolare interesse è il vano scale. La struttura è completamente autoportante in quanto realizzata in cemento armato, l'andamento è quello di una soletta inginocchiata. Le scale danno su una parete esterna completamente vetrata; di cornice, una trave in acciaio a copertura del pianerottolo intermedio (si pensa per puro senso estetico).



Figura. Vista del blocco in oggetto



Figura. Vista del particolare delle scale

Il terreno su cui sorge l’edificio è in pendenza. Per questo motivo la distinzione dei piani non avverrà con la classica tipologia “Piano Terra – Piano Primo” ma per livelli per non creare confusione col piano terra relativo al piano di ingresso dell’intero blocco.

Al livello 0 avremo il piano della fondazioni, dove non avviene alcuna attività.

Al livello 1 abbiamo il primo piano in cui si svolgono le attività didattiche. L’altezza di interpiano è di 3,20 m. È costituito da tre aule, la zona dei servizi igienici e il vano scale. Le scale poi si prolungano per altri 4 scalini per accedere al terreno esterno.

Il livello 2 altro non è che la ripetizione del livello sottostante. L’edificio infatti è una serie di piani identici impilati l’uno sopra l’altro. A questo piano si ha il corridoio di congiungimento con l’altra parte dell’edificio. Questo corridoio, a differenza del piano, ha un’altezza libera di 2,30 m. È un solo elemento di congiungimento, il solaio sarà quello di copertura poiché non vi sono ulteriori piani a sovrastarlo.

Al livello 3 vi è l’ultimo piano delle aule. Elemento di spicco è il corridoio interposto tra le aule e i bagni che risulta avere altezza di 2,30 m rispetto ai 3,20 m di interpiano tipico. Dopodiché si arriva al piano di copertura. Il tetto è completamente pari, circondato per tutto il perimetro da muretti che seguono l’andamento e lo spessore della muratura sottostante. Questi muretti non sono stati considerati all’interno dell’analisi dei carichi come carico distribuito nel solaio di copertura, ma inseriti manualmente come carico distribuito gravante sui muri sottostanti all’interno del modello strutturale del programma PCM – AEDES Software utilizzato per questo studio.

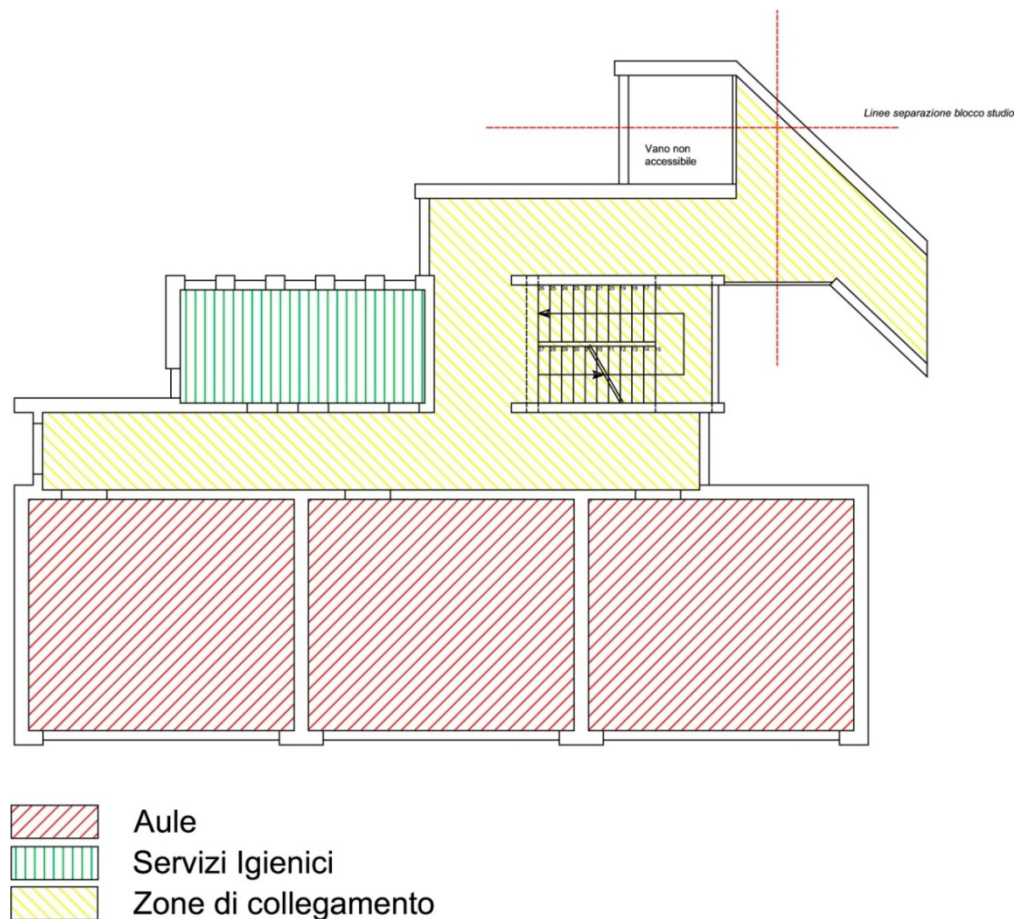


Figura. Distribuzione interna Livello 2

La documentazione progettuale inerente il caso di studio è stata reperita presso gli uffici del Comune di Colle Val d'Elsa, contenente anche i risultati delle prove ai quali ci siamo attenuti. Recandoci invece al Genio Civile della provincia di Siena è stato possibile entrare in possesso della documentazione relativa alla prima edificazione del lotto in questione. Attraverso il rilievo e il confronto con la documentazione è possibile definire una buona conoscenza della struttura.



Figura. Vista Sud del blocco 1



Figura. Vista Nord del blocco 1

CONTROLLO VISIVO DELLE STRUTTURE IN MURATURA

Nelle costruzioni in muratura il rilievo visivo deve appurare i seguenti aspetti:

- a) Tessitura muraria (rimuovendo pannelli di intonaco se non è direttamente in vista);
- b) Stato generale di manutenzione e conservazione delle murature;
- c) Distacchi delle murature tra loro perpendicolari;
- d) Lesioni sulle murature portanti;
- e) Lesioni sugli architravi delle aperture;
- f) Fuori piombo delle pareti;
- g) Fessurazioni e deformazioni eccessive di archi, volte e solai;
- h) Condizioni dei materiali delle travi di solaio, con particolare riferimento agli appoggi;
- i) Condizioni dei tiranti (con riguardo alle deformazioni dei capo chiave).

La maggior parte delle alterazioni sui paramenti murari in laterizio è imputabile alla cristallizzazione dei sali. Con l'ispezione visiva, asportando parte di intonaco quando necessario, è opportuno riscontrare l'eventuale presenza di macchie di colore chiaro con aspetto cristallino e polveroso sui muri, risultato della cristallizzazione dei sali presenti in soluzione all'interno della parete (la cui entità dipende sia dalla quantità dei Sali disciolti sia dalla porosità dei materiali) e che comportano progressivi danneggiamenti e fatturazione del materiale. Un altro fenomeno importante per il danneggiamento dei laterizi e per l'abbattimento delle loro prestazioni meccaniche è quello dei cicli di gelo e disgelo nelle pareti esposte agli agenti atmosferici in climi freddi. L'effetto negativo è dovuto all'aumento di volume (circa il 9%) che avviene nel cambiamento di stato da acqua a ghiaccio e nel conseguente sviluppo di elevate pressioni interstiziali. Chiaramente tanto più compatta e meno porosa è la pasta del laterizio e tanto minore risulta la sua sensibilità agli effetti ciclici gelo-disgelo. La porosità del laterizio tende a diminuire al crescere della temperatura di cottura (all'aumentare della quale aumenta anche la resistenza del materiale). Generalmente le differenti colorazioni dei mattoni sono dovute anche a fattori legati proprio alle condizioni di cottura oltre che alla natura dell'argilla utilizzata. Quindi, è vero che per determinare con precisione la composizione del materiale e le sue caratteristiche occorre necessariamente ricorrere ad esami di laboratorio, ma un semplice esame visivo può dare prime informazioni di massima poiché, a parità di condizioni atmosferiche, in uno stesso edificio i mattoni più cotti si presentano tendenzialmente con una colorazione virata verso il rosso, e quelli meno cotti verso il giallo.

Detto ciò, è facile riscontrare un buono stato attuale dell'edificio in questione poiché realizzato con mattoni faccia vista. Da controllo visivo si deduce infatti che la muratura è in buono stato, e si nota che le pareti perpendicolari sono ben ammorsate tra loro.

CAP.5 ANALISI DEI CARICHI E DEFINIZIONE DEI MATERIALI

ANALISI DEI CARICHI

Calcolo dei CARICHI DA SOLAIO

A) Solaio di calpestio in latero-cemento di altezza 24+4 cm

Carichi permanenti G_1

Peso proprio solaio (da scheda tecnica S.O.C.A.V. - ditta fornitrice)	1,60 kN/m ²
Peso proprio soletta: 0,04 x 24	0,96 kN/m ²

$$G_1 = 1,60 + 0,96 = 2,56 \text{ kN/m}^2$$

Carichi permanenti portati G_2

Peso proprio pavimenti: (scheda tecnica Genio Civile)	0,60 kN/m ²
Peso proprio intonaco: 0,02 x 20	0,40 kN/m ²
Peso proprio massetto: 0,06 x 20	1,20 kN/m ²

$$G_2 = 0,60 + 0,40 + 1,20 = 2,20 \text{ kN/m}^2$$

Peso proprio tramezzi: 0,10 x 11 x 3,2	3,52 kN/m ²
Peso proprio intonaco: 0,015 x 20 x 3,2	0,96 kN/m ²

$$g_{2k} = 3,52 + 0,96 = 4,48 \text{ kN/m}^2$$

Il §3.1.3.1 delle NTC recita queste parole:

“Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito g_{2k} , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$:	$g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$;
per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$:	$g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$;
per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$:	$g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$;
per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$:	$g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$;
per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$:	$g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$.

Con il contributo dei tramezzi si avrà: $G_2 = 2,20 + 2,00 = 4,20 \text{ kN/m}^2$

Carico Accidentale – Categoria C1 $Q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$

B) Solaio di copertura in latero-cemento di altezza 24+4 cm

Carichi permanenti G1

Peso proprio solaio (da scheda tecnica S.O.C.A.V. - ditta fornitrice) $1,60 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio soletta: $0,04 \times 24$ $0,96 \text{ kN/m}^2$

$$G_1 = 1,60 + 0,96 = 2,56 \text{ kN/m}^2$$

Carichi permanenti portati G2

Peso proprio intonaco: $0,02 \times 20$ $0,40 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio barriera al vapore: $0,01 \times 2$ $0,02 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio cls alleggerito: $0,03 \times 20$ $0,60 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio guaina: $0,005 \times 0,3$ $0,0015 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio pannelli alluminio: $0,002 \times 27$ $0,054 \text{ kN/m}^2$

$$G_2 = 0,40 + 0,02 + 0,60 + 0,0015 + 0,054 = 1,08 \text{ kN/m}^2$$

Carico Accidentale – Categoria H1

$$Q_k = 0,50 \text{ kN/m}^2$$

C) Scale – Soletta inginocchiata in cemento armato spessore 24 cm

Carichi permanenti portati G1

Peso proprio scala: $0,24 \times 25$ $G_1 = 6,00 \text{ kN/m}^2$

Carichi permanenti portati G2

Peso proprio pavimenti: (scheda tecnica Genio Civile) $0,60 \text{ kN/m}^2$

Peso proprio gradino: $[0,14 \times 0,31 / 2 / 1(\text{m})] \times [1 / 0,31] \times 2$ $1,40 \text{ kN/m}^2$

$$G_2 = 0,60 + 1,40 = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

Carico Accidentale – Categoria C2

$$Q_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$$

Calcolo del CARICO NEVE – Cap. 3.4 NTC 2008

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

$$\begin{aligned} v_b &= v_{b,0} & \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_b &= v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) & \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{aligned}$$

Colle Val D'Elsa è situato nella provincia di Siena, per cui ricade nella Zona III, per cui avremo i seguenti valori di riferimento:

$$q_{sk} = 0,60 \frac{kN}{m^2} \quad \text{per } a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \frac{kN}{m^2} \quad \text{per } a_s > 200 \text{ m}$$

Poiché Colle Val d'Elsa ha come quota sul livello del mare 270 m, dobbiamo applicare la seconda formula, che ci fornisce un valore di $q_{sk} = 0,67 \text{ kN/m}^2$

Il tetto della scuola è pari, per cui entrando nella tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma si ricava il coefficiente $\mu_i = 0,8$

Il coefficiente di esposizione C_E e il coefficiente termico C_t hanno valore unitario, quindi è facile risalire al calcolo del carico neve attraverso il semplice prodotto:

$$q_{sk} = 0,67 \cdot 0,8 = 0,54 \frac{kN}{m^2}$$

Calcolo del CARICO VENTO – Cap. 3.3 NTC 2008 e Circolare n. 617/2009

$$v_b (Tr) = \alpha_R v_b, \text{ con } \alpha_R = 1$$

Come visto precedente, $a_s = 270 \text{ m}$, e dalla Tabella 3.3 I si ricavano i parametri di riferimento

$v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite in Fig. 3.3.1;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020

Quindi della formula (3.3.1) prenderemo il primo caso in cui per $a_s < a_0 = 500 \text{ m}$:

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/sec}$$

Calcolo della pressione esercitata dal vento $p = q_b c_e c_d c_p$

q_b è la pressione cinetica di riferimento ed è data dalla formula $\frac{1}{2} \times$ densità dell'aria \times velocità di riferimento del vento al quadrato, che tradotta in numeri risulta:

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 27^2 = 455,63 \text{ N/m}^2$$

Per il coefficiente di esposizione la procedura è più "contorta". Innanzitutto dobbiamo andare a definire la classe di rugosità del terreno e la categoria di esposizione del sito. Per far questo intanto bisogna tenere a mente che la toscana ricade nella Zona 3, quindi si farà riferimento alla casistica relativa attraverso la lettura della **Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione**. Il problema che ci si presenta è se definire la zona in questione categoria B (Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive) o categoria C (Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D). Si decide quindi di adottare entrambe le casistiche e utilizzare il dato che fornisce la situazione più sfavorevole.

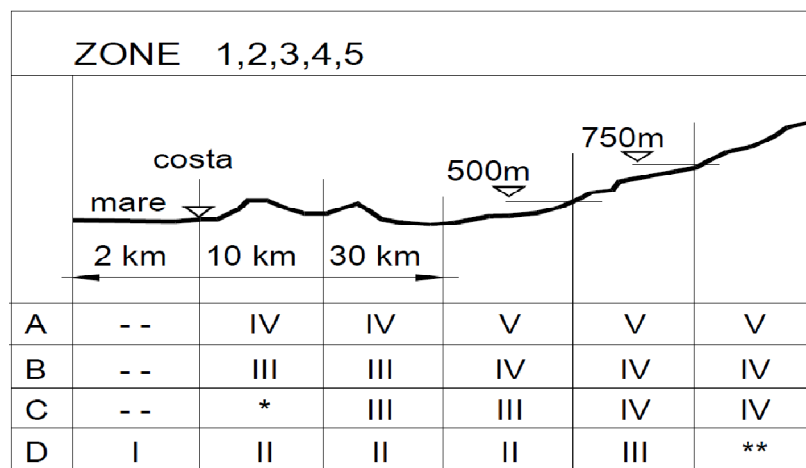


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

L'altezza totale dell'edificio fuori terra è di 14,30 m, quindi per entrambe le considerazioni siamo oltre il valore dello z_{min} quindi dovremo applicare la formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]$$

Ipotesi classe di rugosità B – Classe di esposizione IV

$$c_e = 0,22^2 \ln\left(\frac{14,3}{0,3}\right) \left[7 + 1 \ln\left(\frac{14,3}{0,3}\right) \right] = 2,032$$

Ipotesi classe di rugosità C – Classe di esposizione III

$$c_e = 0,20^2 \cdot 1 \ln\left(\frac{14,3}{0,1}\right) \left[7 + 1 \ln\left(\frac{14,3}{0,1}\right) \right] = 2,375$$

Il coefficiente dinamico c_d tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad **1** nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali.

Per il coefficiente di forma c_s si rifà alla Circolare visto che nelle NTC non era ben descritto. Prima si guarda il valore della pressione esterna come specificato al §C3.3.10.1 *Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve*. Si legge infatti:

“Per la valutazione della pressione esterna si assumerà (vedere figura C3.3.2 ed esprimere α in gradi):

- per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$, $c_{pe} = + 0,8$

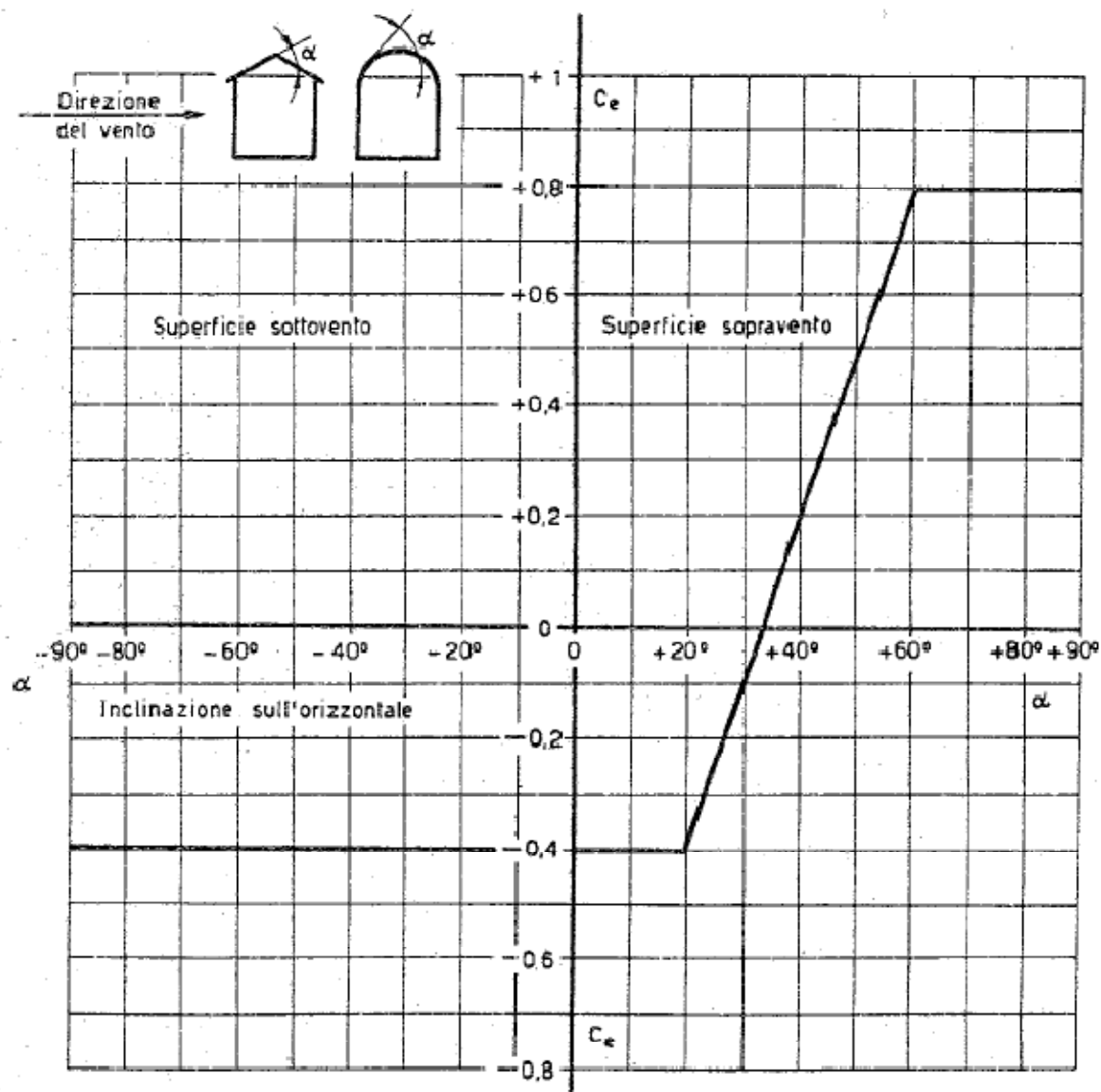


Figura C3.3.2 Valori assunti da c_{pe} al variare di α

Per la valutazione della pressione interna si assumerà (vedere figura C3.3.3 e scegliere il segno che dà luogo alla combinazione più sfavorevole):

- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di $1/3$ di quella totale: $c_{pi} = \pm 0,2$
- per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di $1/3$ di quella totale: $c_{pi} = +0,8$ quando la parete aperta è sopravento, $c_{pi} = -0,5$ quando la parete aperta è sottovento o parallela al vento;
- per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di $1/3$ di quella totale: $c_{pe} + c_{pi} = \pm 1,2$ per gli elementi normali alla direzione del vento, $c_{pi} = \pm 0,2$ per i rimanenti elementi.

In questo caso, prima di procedere, vanno calcolate le superfici vetrate. Il lato delle finestre delle aule ha tali superfici elevate, per cui andrà analizzato se la totalità di esse supera il 33% della superficie totale.

1. Superficie finestre a nastro aule - lato SUD:

$$12,5 \text{ m}^2 \times 9 \text{ finestre} = \mathbf{112,5 \text{ m}^2}$$

2. Superficie finestre bagni - lato NORD:

$$0,67 \text{ m}^2 \times 15 + 1,67 \text{ m}^2_{\text{(finestra ultimo piano)}} = 11,72 \text{ m}^2$$

3. Superficie aperture – lato OVEST:

$$2,95 \text{ m}^2 + 3,75 \text{ m}^2_{\text{(porte emergenza)}} + 0,64 \text{ m}^2 \times 3_{\text{(finestre bagno)}} = 12,37 \text{ m}^2$$

4. Superficie finestre – lato EST:

$$1,57 \text{ m}^2 \times 3 = 4,71 \text{ m}^2$$

Totale superficie vetrata $141,5 \text{ m}^2$ - **33% Sup. Totale = $47,1 \text{ m}^2$**

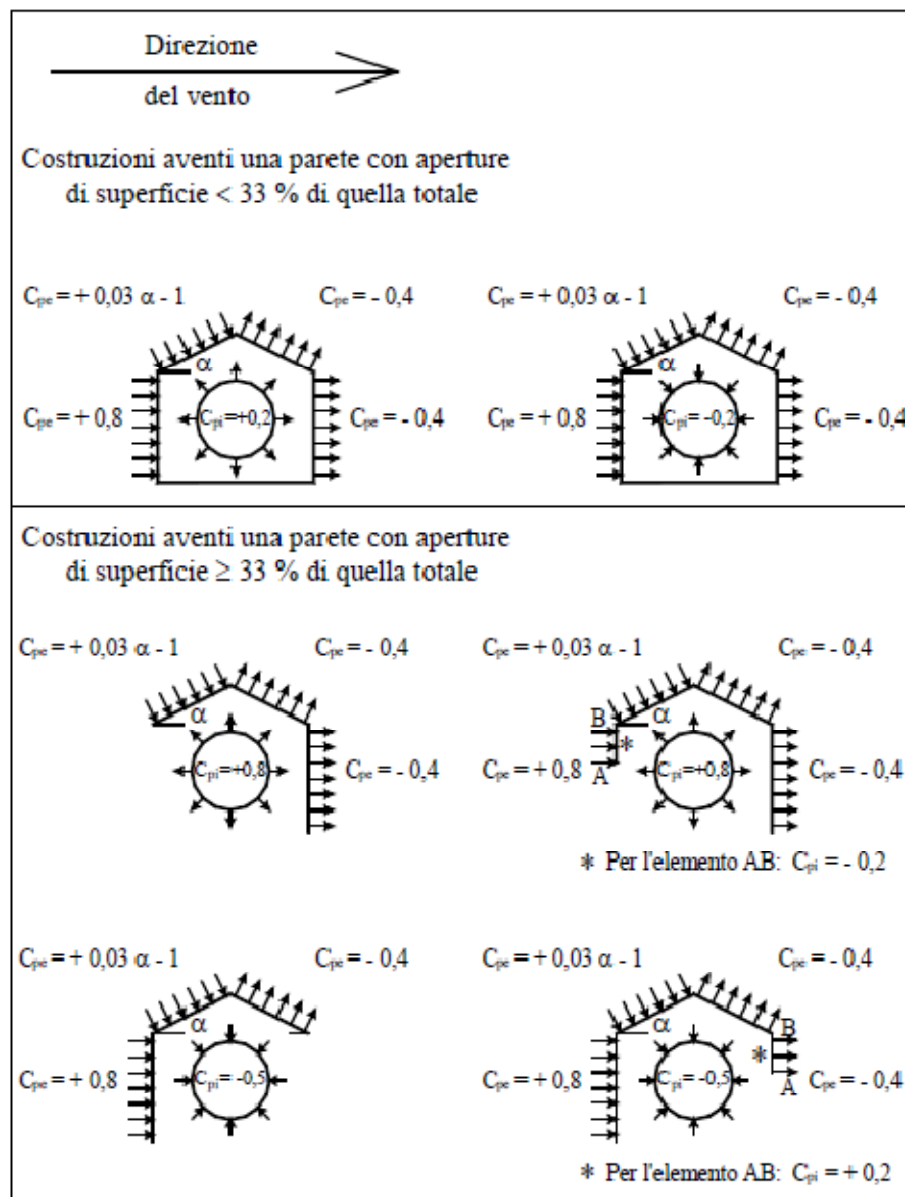


Figura C3.3.3 Coefficienti di forma per gli edifici

Siamo nel caso in cui avremo una parete con superficie vetrata superiore a 1/3 della totale per quanto riguarda il lato SUD, mentre nelle altre tre pareti questo fatto non sussiste.

Per convenzione, indichiamo con **+ Y** (vento in pressione) la direzione del vento ortogonale alla parete SUD delle aule.

Coefficiente di forma	Pressione esterna	Pressione interna dir. Y	Pressione interna dir. X
Sopravento	+ 0,8	+ 0,8	+ 0,2
Sottovento	- 0,4	- 0,5	- 0,2

Calcolo della pressione esercitata dal vento

1) In caso di finestre aperte

$$\begin{aligned}
 p_x &= 0,649 \text{ kN/m}^2 \\
 p_{-x} &= - 0,649 \text{ kN/m}^2 \\
 p_y &= 1,713 \text{ kN/m}^2 \\
 p_{-y} &= - 0,974 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2) In caso di finestre chiuse

$$\begin{aligned}
 p_x &= 0,649 \text{ kN/m}^2 \\
 p_{-x} &= - 0,649 \text{ kN/m}^2 \\
 p_y &= 0,649 \text{ kN/m}^2 \\
 p_{-y} &= - 0,649 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

MATERIALI

Come già descritto, la struttura è realizzata con mattoni semipieni di tipo Doppio UNI. Dalla documentazione presentata in Comune, si riprendono i valori dei materiali costituenti la struttura ricavati attraverso l'effettuazione di prove in situ, in accordo con quanto previsto dalle indicazioni del D.M. 14-01-2008 (utilizzando il livello di conoscenza 1 e malta buona, quindi come coefficiente correttivo 1.35). Si possono adottare i seguenti parametri meccanici:

$$\begin{aligned}
 E &= 5915 \text{ N/mm}^2 \\
 G &= 1579 \text{ N/mm}^2 \\
 f_m &= 8,45 \text{ N/mm}^2 \\
 f_{vm0} &= 0,364 \text{ N/mm}^2 \\
 f_{hm} &= 4,22 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Per tutte le strutture esistenti in c.a., visti i risultati di laboratorio delle prove a compressione delle carote prelevate in situ, si fa riferimento ad un calcestruzzo di classe C16/20. Risulta:

$$\begin{aligned}
 f_{opera,m} &= 22.71 \text{ N/mm}^2 \\
 f_{ck} &= 0.83 R_{ck} = 16.60 \text{ N/mm}^2, \text{ per cui: } f_{cm} = 16.60 + 8 = 24.60 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

deve a questo punto essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$f_{opera,m} = 22.71 \text{ N/mm}^2 \cdot 0.85 \times f_{cm} = 0.85 \times 24.60 = 20.91 \text{ N/mm}^2$$

Per cui risulta giusto prendere a base di calcolo la classe **C16/20**:

$$\begin{aligned}f_{ck} &= 16 & \text{N/mm}^2 \\f_{cm} &= 24 & \text{N/mm}^2 \\f_{cd} &= 9,07 & \text{N/mm}^2 \\E_{cm} &= 28608 & \text{N/mm}^2\end{aligned}$$

Per ciò che riguarda tutti i ferri di armatura, non avendo provveduto al prelievo di campioni in quanto troppo distruttivo, si adotta, per il calcolo, un acciaio del vecchio tipo **FeB32k**.

Dal C8A.1.A.4 della Circolare 617/2009 - Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza secondo quanto segue:

- il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1.35$;
- il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1.2$;
- il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Nonostante possiamo affermare di trovarci ad un livello di conoscenza intermedio, si preferisce eseguire i calcoli a favore di sicurezza considerando il fattore $FC = 1,35$ relativo al livello di conoscenza minimo.

CAP. 6 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA – SISTEMA A TELAIO EQUIVALENTE

Modellazione con il metodo agli elementi finiti

Un edificio in muratura può essere analizzato discretizzando le pareti mediante elementi finiti di superficie con programmi FEM classici. L’analisi è tanto più significativa quanto maggiore è il grado di dettaglio della mesh, quindi risulta fortemente condizionata dalle operazioni di definizione del modello. Questo tipo di analisi risulta decisamente più onerosa in termini computazionali ed è solo realizzabile con programmi di calcolo automatico.

Nel caso in cui venga considerata una legge costitutiva non lineare del materiale, il metodo può prendere in esame il corretto degrado della muratura, riducendo la resistenza degli elementi danneggiati. La definizione dei parametri richiede una accurata conoscenza del materiale murario ad un livello di dettaglio non esplicitamente contemplato nelle normative la cui valutazione si può ricavare solo attraverso accurate analisi sperimentali.

La mancanza di questi parametri o la non corretta valutazione, equivale ad ottenere, come risultato di un’analisi statica non lineare, una curva “pushover” che non prende in esame il tratto discendente che si forma a causa del danneggiamento strutturale.

L’ordinanza del 2003 invece definisce il valore ultimo in corrispondenza al decadimento del taglio del 20% rispetto al valore massimo. Non è quindi possibile definire il collasso, in accordo a quanto richiesto dall’Ordinanza.

I risultati di analisi di questo tipo forniscono mappe che mettono in luce il livello tensionale localizzato della muratura. Il valore puntuale di tensione superiore al valore limite non rappresenta la rottura del pannello murario.

I criteri di resistenza per gli elementi murari dipendono infatti da valori delle caratteristiche di sollecitazione che non hanno una corrispondenza diretta con lo stato tensionale, considerando quindi non gli effetti puntuali delle tensioni, ma anche possibili ridistribuzioni dovute al comportamento non lineare ed al degrado.

Per eseguire una analisi corretta e coerente, è quindi necessario rielaborare i risultati della modellazione, tramite operazioni di media ed integrazione.

Sintesi delle caratteristiche del metodo ad elementi finiti

- Dipendenza dell’analisi dalla mesh e tempo di calcolo fortemente dipendente dalle dimensioni del modello; per grandi modelli il tempo di calcolo può essere notevole.
- Definizione puntuale delle leggi costitutive del materiale di difficile reperimento
- L’ordinanza non contiene tutti i parametri necessari a definire il comportamento non lineare ed il degrado, senza i cui valori non è possibile applicare coerentemente i criteri di resistenza ed i limiti di spostamento associati al decadimento della resistenza globale della curva di capacità.

- Per l’applicazione dei criteri di resistenza a taglio e pressoflessione alla muratura è necessario integrare gli effetti nodali sui singoli elementi murari, almeno a controllo e verifica di quanto ottenuto con il modello costitutivo non lineare.
- L’Ordinanza non presenta riferimenti espliciti a modellazione dei pannelli mediante discretizzazione in elementi di superficie ma propone una modellazione a telaio equivalente con maschi, travi in muratura ed eventuali altri elementi strutturali in c.a. ed acciaio.

DESCRIZIONE DEL METODO SAM

Il differente obiettivo di una verifica dà luogo a differenti approcci: ad esempio la verifica in esercizio oppure allo stato-limite ultimo, la considerazione di carichi permanenti oppure delle azioni sismiche. Un primo insieme di metodi è basato su modelli elastico-lineari, che vennero prima usati per gli archi, e sono ora estesi ad elementi finiti bi- e tridimensionali. Tali metodi devono tener conto di almeno due caratteristiche fondamentali: la presenza di due materiali (pietra e malta) e della scarsa resistenza a trazione della malta. Castigliano, applicando nel 1878 questo metodo al ponte sulla Dora a Torino (costruito da Mosca nel 1828) diede già due importanti suggerimenti, che possono tuttora essere usati:

- introdurre i giunti di malta fra i conci lapidei con la loro geometria ed un rapporto fra il modulo elastico E_p della pietra ed il modulo E_g del giunto ($E_p/E_g = 100$ nel suo caso);
- eliminare la parte in trazione della sezione del giunto, con un procedimento iterativo.

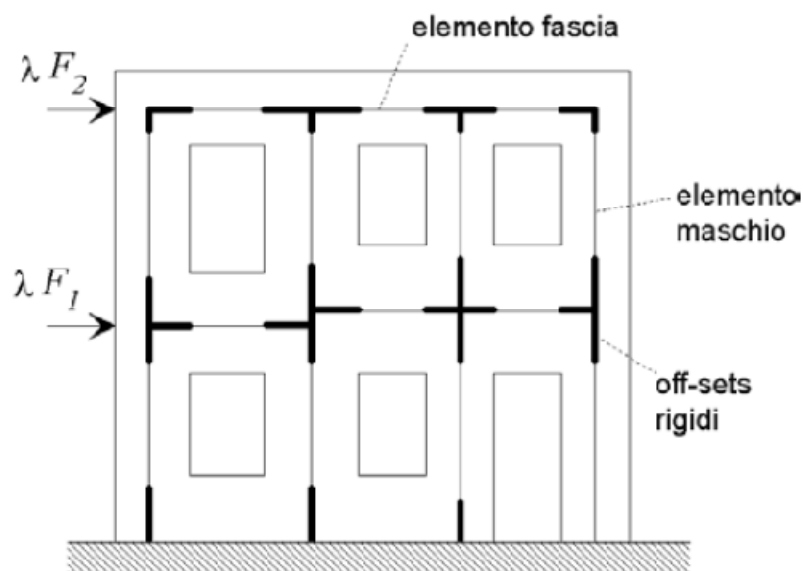
Con l’avvento del cemento armato si va trascurando lo studio teorico delle murature a vantaggio dei nuovi materiali così, giunti ormai al XXI secolo esse ancora rappresentano un punto controverso e “doloroso” nella teoria e nella pratica ingegneristica. Già alla fine degli anni ’70 con le prime ricerche in Slovenia ad opera di Tomažević il mondo accademico aveva iniziato ad interessarsi al comportamento di elementi strutturali in muratura, cogliendo i primi fondamentali risultati avvalorati su base sperimentale. In seguito, grazie anche all’evoluzione dei sistemi informatizzati, i metodi di analisi agli elementi finiti si sono rivelati utilissimi nella formulazione e nella validazione di modelli teorici sempre più complessi. Ciononostante, ancora non si è arrivati alla costituzione di un sapere sistematico e di un insieme di regole progettuali razionali.

Tale quadro è ancora più complesso considerando il progressivo aggiornamento delle norme tecniche in materia di costruzioni.

Il metodo SAM è stato sviluppato dapprima per pareti multipiano caricate nel proprio piano, e successivamente è stato esteso a problemi tridimensionali. Il metodo, nella sua attuale

versione, utilizza diverse ipotesi formulate in un metodo proposto da Magenes e Calvi nel 1996 di cui si è mantenuto l'acronimo SAM - Seismic. Analysis of Masonry walls. Tale metodo era stato pensato per l'analisi di pareti piane e proponeva un algoritmo implementabile anche in un foglio elettronico. Tuttavia, i limiti riscontrati nei tentativi di applicazione di tale approccio all'analisi di strutture di una certa dimensione e complessità hanno portato alla ricerca di un'implementazione diversa, più efficiente dal punto di vista computazionale. Le idee che stavano alla base del modello sono state quindi riformulate ed implementate considerando la trattazione di calcolo strutturale non lineare.

Per l'illustrazione del modello si faccia riferimento prima di tutto al problema di una parete multipiano in muratura con aperture, caricata nel piano, soggetta a carichi verticali costanti e a forze orizzontali crescenti applicate al livello dei solai, secondo una distribuzione assegnata. Se la geometria della parete e delle aperture è sufficientemente regolare, è possibile idealizzare una parete muraria mediante un **telaio equivalente** costituito da elementi maschio (ad asse verticale), elementi fascia (ad asse orizzontale) e elementi nodo.

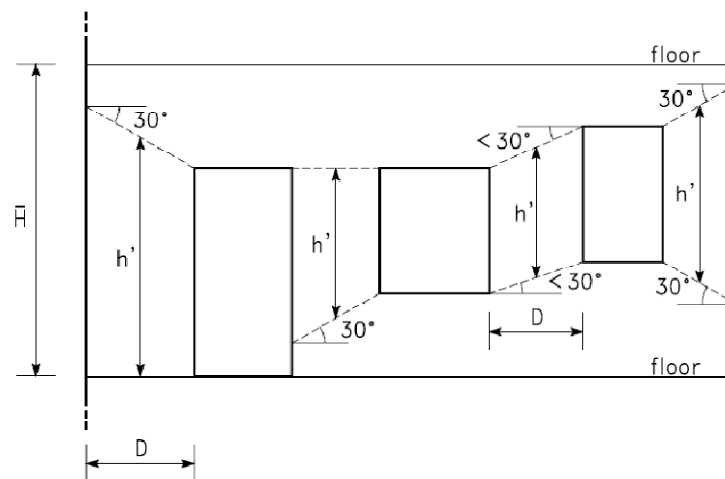
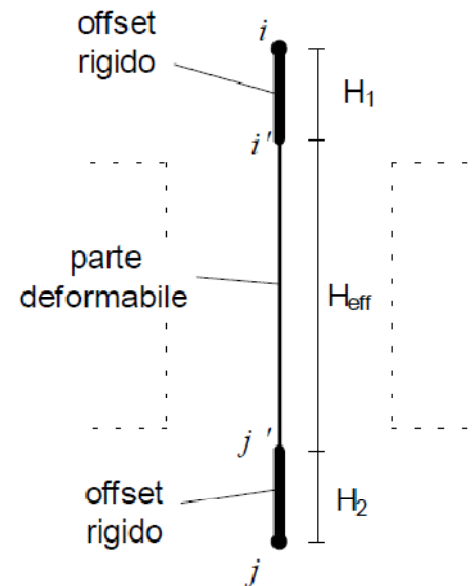


Gli elementi maschio e gli elementi fascia vengono modellati come elementi di telaio deformabili assialmente e a taglio. Se si suppone che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, è possibile modellarli numericamente introducendo opportuni bracci rigidi alle estremità degli elementi maschio e fascia. Analizziamoli uno ad uno.

L'elemento **nodo** è un pannello costituito dall'intersezione tra il maschio e la fascia. La sua funzione è sia portante che di trasmissione dei carichi provenienti dalle fasce.

L'elemento **maschio murario** è più complesso da definire. Si supponga che un elemento maschio sia costituito da una parte deformabile con resistenza finita, e di due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento.

L'altezza della parte deformabile o "altezza efficace" del maschio viene definita secondo quanto proposto da Dolce (DOLCE, M., "Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti", Corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza, 1989) per tenere conto in modo approssimato della deformabilità della muratura nelle zone di nodo, come riportato nella figura sottostante.

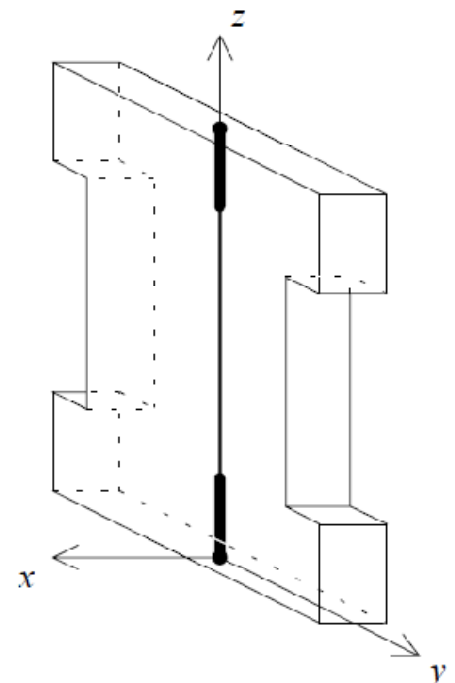


$$H_{\text{eff}} = h' + \frac{1}{3} D (\bar{H} - h') / h' \quad \bar{H} = \text{altezza interpiano}$$

ESTENSIONE AL CASO DI EDIFICI REALI

Per poter applicare il metodo SAM al caso di edifici reali è stato necessario risolvere due problemi fondamentali che consistono nella eventuale presenza di elementi strutturali diversi dalla muratura (ad esempio catene in acciaio o cordoli in cemento armato) e nella modellazione tridimensionale dell'edificio.

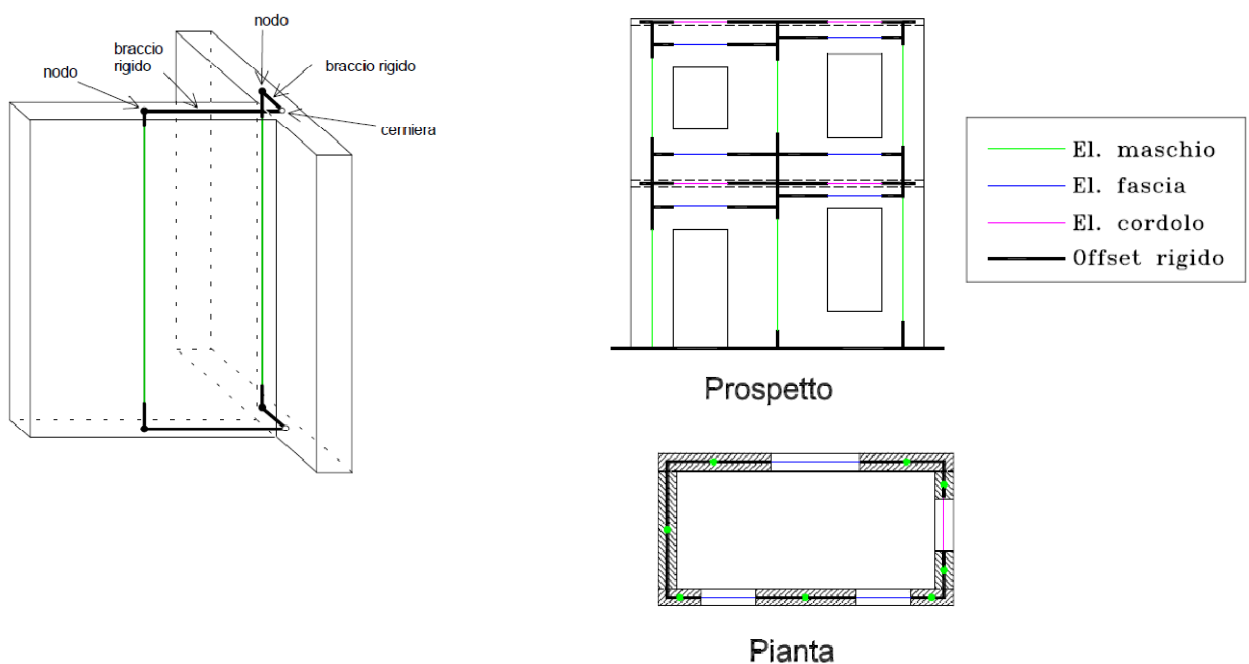
L'estensione del modello a strutture tridimensionali ha richiesto innanzitutto una formulazione tridimensionale



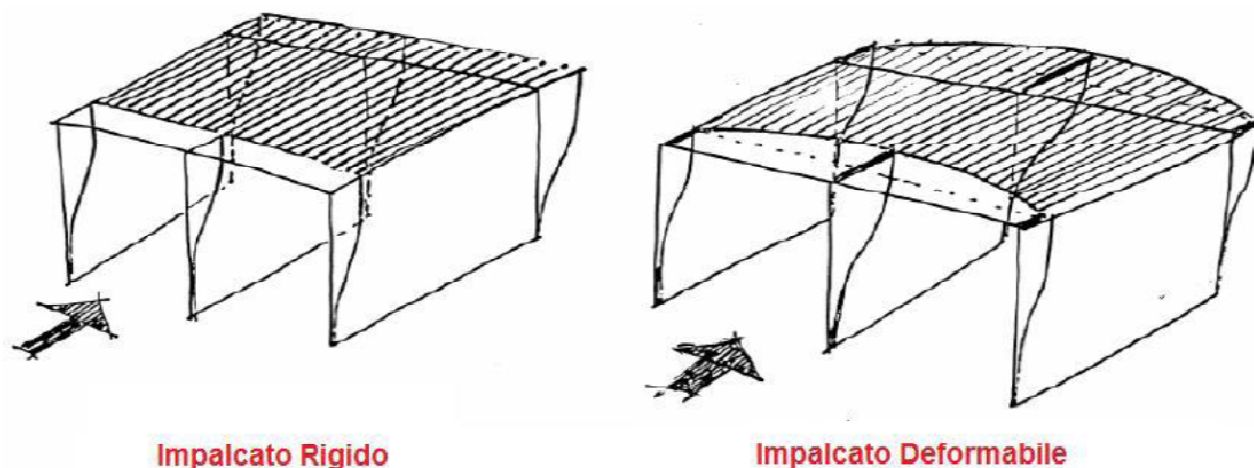
dei legami costitutivi degli elementi maschio e fascia. Considerando un sistema di riferimento x - y - z , orientato secondo gli assi principali di un elemento maschio si è assunto che il comportamento deformativo relativo alla deformazione nel piano z - y sia indipendente da quello nel piano z - x , (e viceversa). Per ciascun piano di inflessione si è utilizzato lo stesso tipo di equazioni costitutive.

Il comportamento statico fuori dal piano di un muro viene quindi modellato in analogia con il comportamento nel piano. Si prevede inoltre che possano essere definite due diverse altezze efficaci relativamente alle deformazioni nel piano z - x e z - y , in quanto per la risposta fuori dal piano si ritiene opportuno adottare in ogni caso un'altezza efficace pari all'altezza libera interpiano.

Pareti composte da muri intersecanti vengono scomposte in maschi semplici a sezione rettangolare (in analogia alle analisi con metodi di tipo POR - vedi pagina seguente). La continuità fra gli spostamenti verticali di due muri ortogonali può essere eventualmente imposta al livello dei solai mediante gli offset rigidi.



Tale opzione consente di simulare in modo approssimato un eventuale "buon ammorsamento" fra i muri. Inoltre si è introdotta la possibilità di imporre l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano riducendo di conseguenza così i gradi di libertà cinematici, qualora lo si ritenga opportuno.



MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA SECONDO IL SOFTWARE PCM – AEDES

La modellazione è la fase successiva alla schematizzazione e consiste nell'individuazione dell'analogo algebrico della struttura, trasformando l'edificio, già spogliato e semplificato grazie alla sintesi operata con la schematizzazione, in relazioni matematiche. Si presenta come un ragionevole compromesso tra l'esigenza di ottenere informazioni con livello di dettaglio quanto più elevato possibile e quella di semplicità d'uso e di interpretazione dei risultati. Le murature degli edifici esistenti sono normalmente caratterizzate da discontinuità, da difetti locali e da disomogeneità; come già detto in precedenza, la muratura non è resistente a trazione e manifesta un comportamento non lineare già da bassi livelli tensionali, per cui la sua trattazione non è molto semplice e precisa.

Possiamo dire che la modellazione rappresenta il passaggio ultimo dalla fisicità della struttura ai calcoli. Si suddivide in due fasi. La prima modellazione che si esegue è quella architettonica. Il programma si basa su un lavoro agli elementi finiti, quindi per procedere si realizza la struttura in oggetto inserendo i muri e solai in tridimensionale.

Nelle trattazioni dei modelli a telaio equivalente, ciascuna parete è costituita da tre tipi di elementi resistenti, maschi, fascie e nodo. Gli eventi sismici hanno dimostrato che il danneggiamento delle costruzioni in muratura si concentra nei maschi e nelle fasce. Le zone di collegamento rimangono sostanzialmente integre, ed osservando anche che la loro deformazione elastica è del tutto trascurabile, nel modello a telaio equivalente sono considerate come infinitamente rigide ed indeformabili, e non soggette ad alcune modalità di crisi. Maschi e fasce sono modellati come elementi monodimensionali, e assemblando le singole pareti piane si ottiene il modello tridimensionale. Quindi, con l'ausilio dei comandi MURO, SOLAI e TRAVI si va a realizzare la struttura in 3D.

La larghezza del generico maschio coincide con quella della muratura portante compresa tra due aperture, mentre la sua altezza corrisponde a quella della porzione di parete compresa tra due nodi rigidi. Infatti nel progetto l'altezza di piano inserita è quella di interpiano, pari a 3,58

m. Le aperture sono tutte allineate orizzontalmente e hanno la medesima altezza per ogni lato che gli compete, quindi la lunghezza del maschio è individuabile immediatamente.

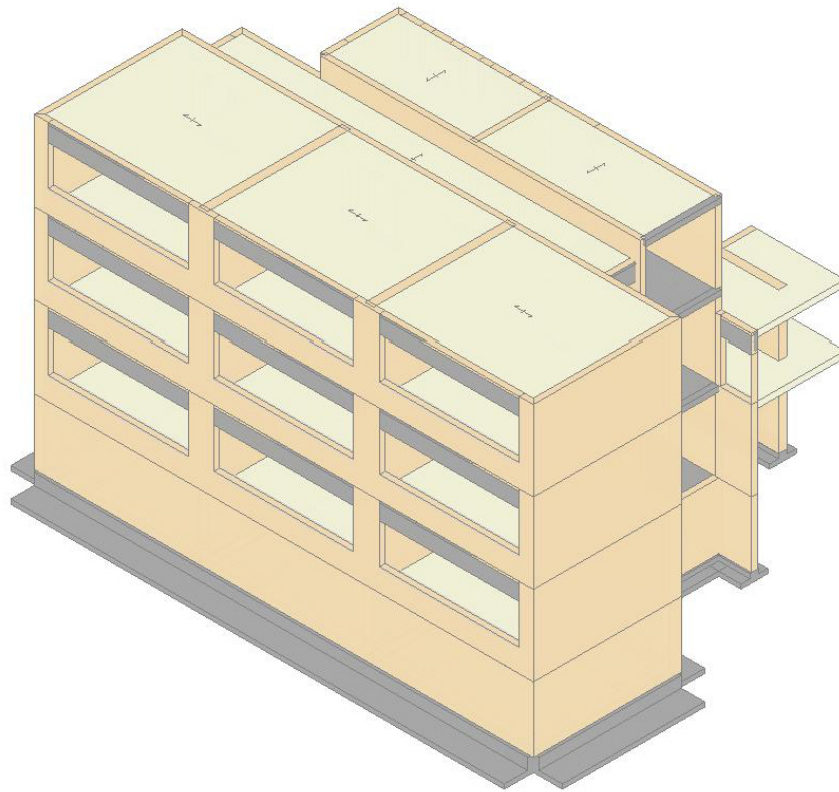


Figura. Vista architettonica del risultato della modellazione

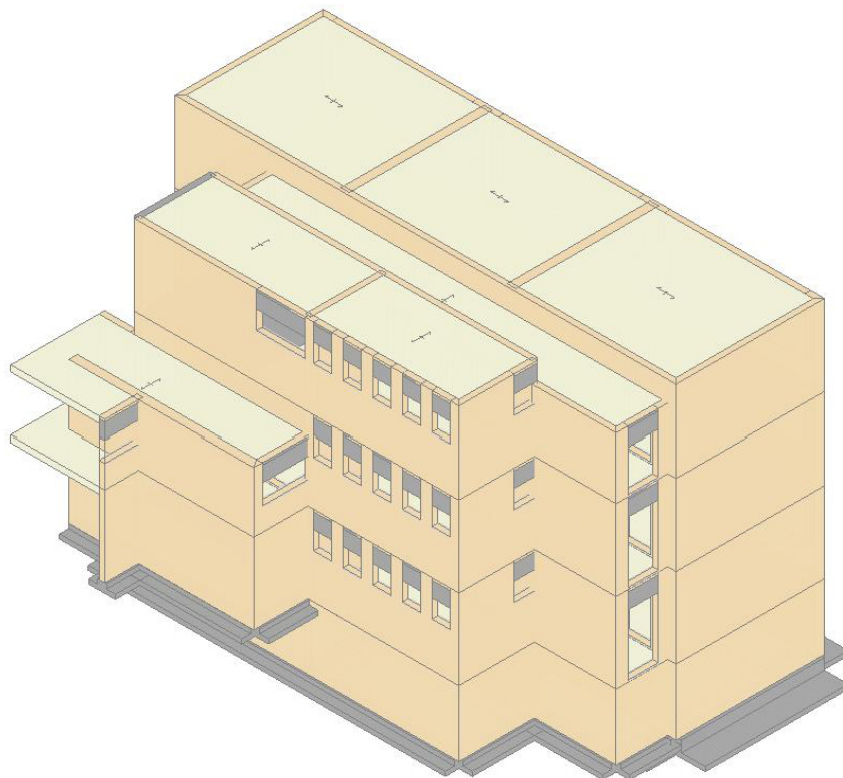
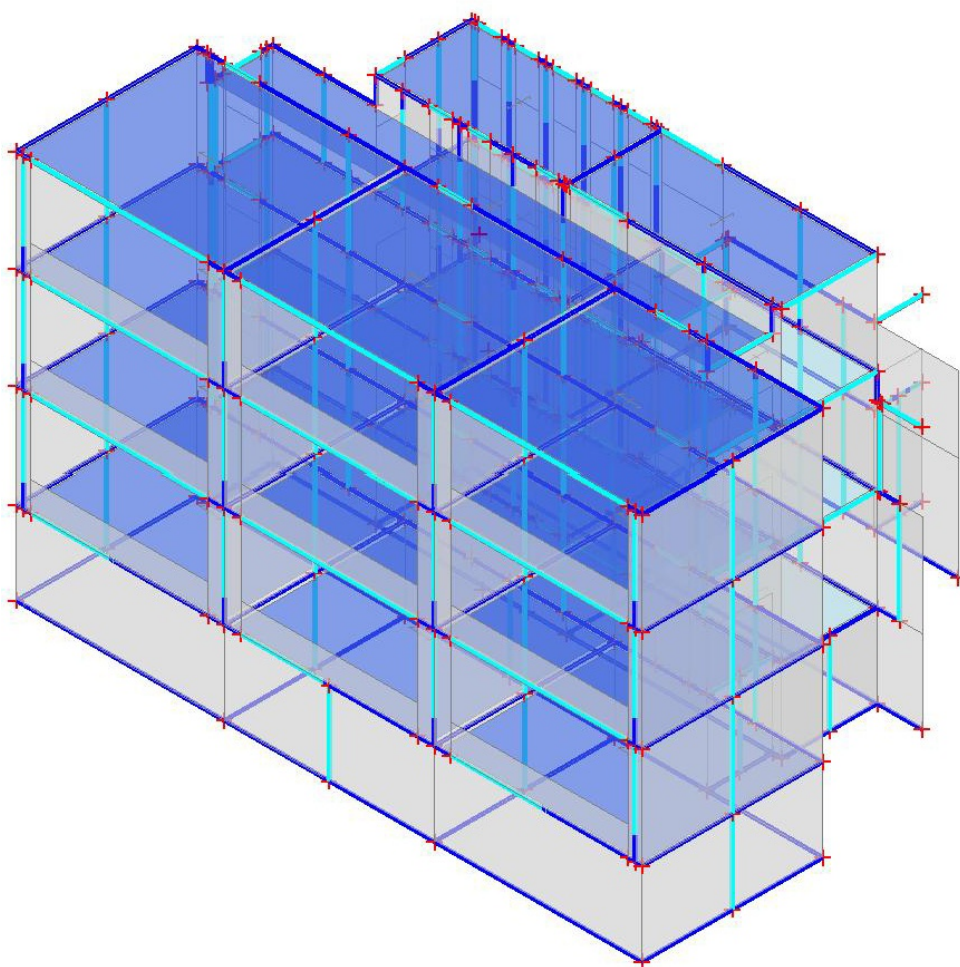


Figura. Vista architettonica del risultato della modellazione

Per quanto riguarda i solai, sono stati considerati infinitamente rigidi poiché realizzati in latero-cemento con spessore della soletta pari a 4 cm. A discapito di ciò è stata svolta prima una diversa casistica di combinazioni andando a prendere anche l'eventuale esistenza di un solaio il cui comportamento è quello deformabile. Questo fatto è importante in quanto ne consegue una diversa considerazione di comportamento; infatti in caso di solaio rigido tutti i punti del medesimo impalcato sono caratterizzati da movimenti relativi nulli, e ne derivano indubbi vantaggi per quanto riguarda l'onere computazionale. In generale il software di calcolo individua nel baricentro dell'impalcato il nodo in cui concentrare le masse e del quale esaminare gli spostamenti; gli altri nodi dell'impalcato hanno quindi gli spostamenti legati a quelli del baricentro. La rigidità del solaio influenza anche l'entità degli effetti torsionali prodotti dall'eccentricità tra il centro delle masse e quello delle rigidità: all'aumentare della flessibilità del solaio, ossia al diminuire della sua rigidità, gli effetti dell'eccentricità diminuiscono fino ad annullarsi quando diviene nulla la rigidità.

La fase di modellazione successiva a quella architettonica è quella di tipo strutturale che il programma fa in automatico una volta definiti gli elementi e i materiali. Grazie alle prove eseguite dall'Ing. Marchi siamo in grado di inserire i valori delle caratteristiche tensionali riscontrati in loco.

Attraverso il comando CREA MODELLO STRUTTURALE si ottiene la seguente situazione:



Il solaio di copertura presenta dei muretti in elevazione che seguono il perimetro dell'edificio. Ne è stato calcolato il valore e poi inserito come carico distribuito aggiuntivo in questa fase prima di iniziare con le analisi.

Un altro dato da sistemare prima di procedere è la definizione dei parametri di calcolo. Si inizia impostando l'azione sismica. La finestra di dialogo consente la specifica di tutti i parametri necessari per la definizione delle azioni sismiche di progetto, visualizzabili graficamente attraverso gli spettri di risposta, sia normativi sia gli eventuali personalizzati. Si parte con l'inserimento della **Vita Nominale**, ovvero il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Come da Normativa, il Valore di Riferimento V_R di una struttura è calcolato moltiplicando il valore della vita nominale di una costruzione per la sua **classe d'uso**, che a grandi linee possiamo inquadrarla in questa suddivisione:

- **Classe I:** Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II:** Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.
- **Classe III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. La scuola ricade in questa categoria e il moltiplicatore da utilizzare è 1,5.
- **Classe IV:** Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente.

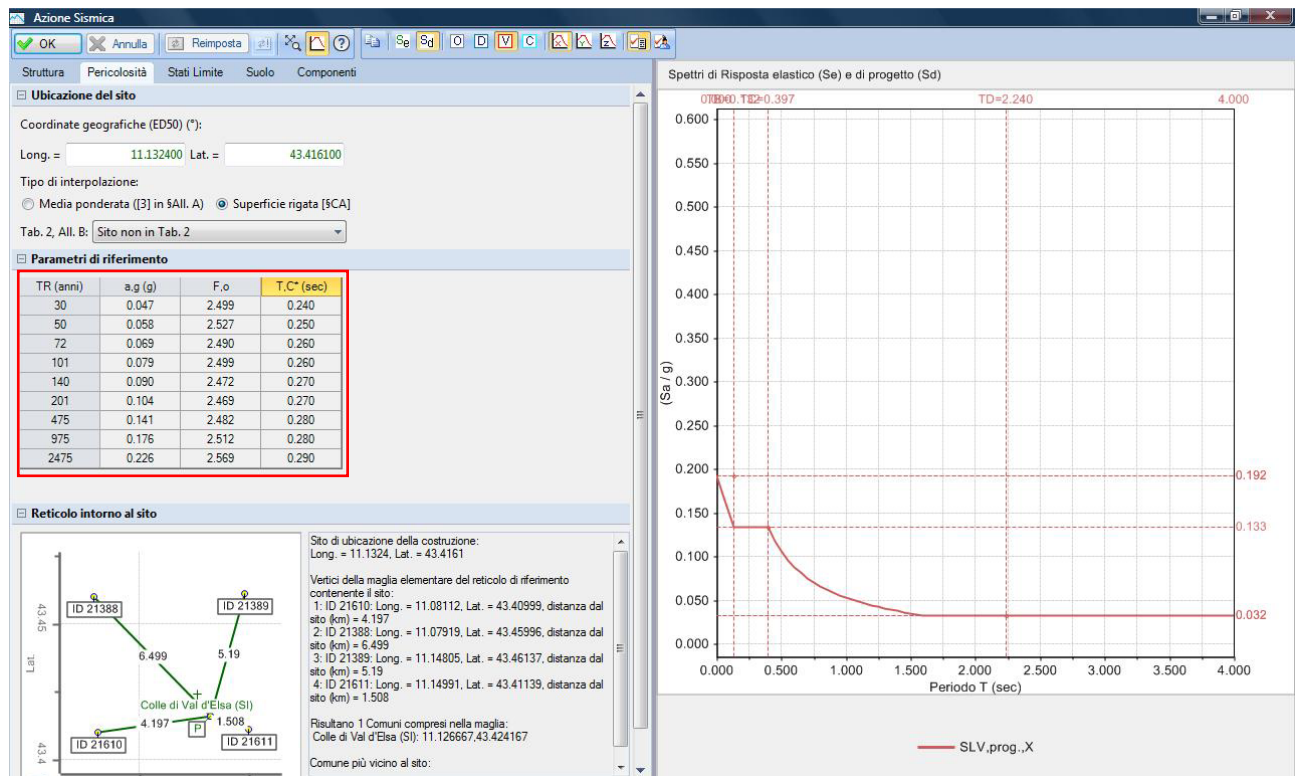
Per la costruzione in oggetto si avrà: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,5 = 75$ anni

Il periodo di riferimento V_R di una costruzione riveste notevole importanza in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell'azione sismica sia un processo Poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{VR} corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.1 della NTC), il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica cui fare riferimento per la verifica.

Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

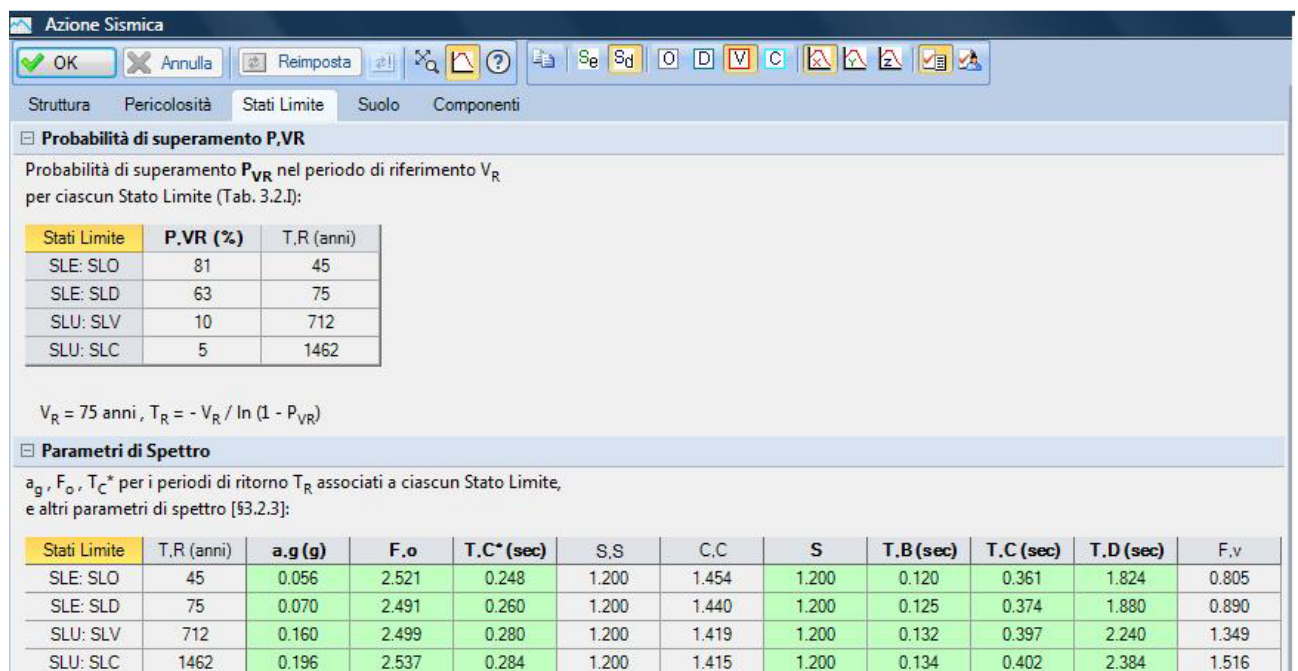
Tabella 3.2.1 – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Inserendo la latitudine e la longitudine del Comune di Colle Val d'Elsa eccoci fornito lo spettro di calcolo.



NTC08, §All.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica: per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di a_g , F_o , T_C^* per i periodi di riferimento: 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni.

In pratica, questa tabella corrisponde alla riga del reticolo allegato alla Norma, riferita al sito di ubicazione della struttura, individuato attraverso le coordinate geografiche. Poiché la tabella si riferisce a un reticolo, per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo i parametri a_g , F_o e T_C^* devono essere valutati tramite interpolazione, secondo il tipo di interpolazione scelto.



Nella prima tabella il programma riporta il valore P, VR (%) - Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R come definito nel §3.2.1 delle NTC 2008. Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento V_R .

A seguire, si elencano i valori dei parametri a_g , F_0 e T_c^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno Stato Limite. Vediamo cosa sono:

- a_g : accelerazione orizzontale di picco al suolo, finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione, può essere riferita al suolo rigido (roccia) oppure tenere conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S . Nel primo caso assume lo stesso significato del parametro a_g tabulato nel D.M. 14.1.2008 nell'ambito del reticolo sismico; nel secondo caso, PGA corrisponde al prodotto $a_g \times S$;
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La voce successiva da impostare è la componente del suolo. Dalle indagini eseguite dal geologo sappiamo di ricadere nelle seguenti zone:

- Categoria di sottosuolo: zona **B** - *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità*
- Categoria topografica: **T1** - *Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*

Lo **spettro di risposta elastico** permette di definire l'accelerazione strutturale in funzione del periodo di oscillazione, sotto le ipotesi di comportamento elastico.

Le strutture nella realtà hanno capacità di dissipazione di energia; operano quindi in campo non lineare e sono sottoposte a forze minori rispetto a quelle valutate con un comportamento indefinitamente elastico. Per tenere conto di questo fatto, si introduce il **fattore di struttura q** , con lo scopo di evitare il ricorso ad analisi non lineari, e si definisce lo **spettro di progetto**.

Per il calcolo del valore da assegnare al fattore di struttura per la componente verticale del sisma si considera sempre $q=1.5$, mentre per la componente orizzontale ci si rifà al §7.8.1.3

Modalità costruttive e fattori di struttura: "In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, la costruzione può essere considerata in muratura ordinaria o in muratura armata. I valori massimi q_0 del fattore di struttura con cui individuare lo spettro di progetto da utilizzare nelle analisi lineari, sono indicati in tabella."

TIPOLOGIA STRUTTURALE	q_0
Costruzioni in muratura ordinaria	$2,0 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata	$2,5 \alpha_u/\alpha_1$
Costruzioni in muratura armata progettati secondo GR	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$

Tabella 7.8.I - Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali.

Si assume sempre $q = q_0 \times K_R$, attribuendo a K_R i valori indicati nel § 7.3.1. I coefficienti α_1 e α_u sono definiti come segue:

- α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);
- α_u è il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (§ 7.3.4.1) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 2,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare, possono essere adottati i seguenti valori di α_u/α_1 :

- | | |
|---|---------------------------|
| - costruzioni in muratura ordinaria ad un piano | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,4$ |
| - costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$ |
| - costruzioni in muratura armata ad un piano | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ |
| - costruzioni in muratura armata a due o più piani | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,5$ |
| - costruzioni in muratura armata progettate con la gerarchia delle resistenze | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ |

Come noto, lo spettro di risposta dipende dallo **Stato Limite** considerato, in quanto per ogni Stato Limite notevole vengono definiti i valori dei parametri che determinano la risposta (a_g , F_o , T_c^* e altri).

La verifica allo stato limite di danno è finalizzata a limitare gli spostamenti per sismi di minore entità, salvaguardando l'agibilità delle strutture: essa si risolve in verifiche di deformabilità; la verifica allo stato limite ultimo (salvaguardia della vita: SLV) ha invece lo scopo di evitare il crollo dell'edificio sotto i sismi di maggiore entità, e consiste in verifiche di resistenza.

L'altra scheda da impostare prima di procedere è quella relativa ai Parametri di Calcolo. Essi costituiscono le diverse opzioni scelte su come eseguire l'elaborazione dei calcoli. Nell'interfaccia di PCM, nella finestra Parametri di Calcolo: il colore in azzurro evidenzia le opzioni correnti; il simbolo „ indica i Parametri di Calcolo strettamente corrispondenti alle indicazioni della Normativa vigente (ovvero, come più volte nominato, il D.M. 14.1.2008). La procedura è soprattutto orientata a poter ricaricare gli stessi parametri di calcolo tra un file di 'Stato Attuale' e uno di 'Stato di Progetto'.

Definita l'azione sismica e i parametri di calcolo si può dare inizio alla fase di analisi.

CAP. 7 ANALISI

PROCEDIMENTO SVOLTO

Si sono messi a confronto quattro tipi di modellazione differenti dati dalla combinazione solai rigidi – solai flessibili con comportamento delle fasce elastico – comportamento fasce plastico. Da questa casistica abbiamo estrapolato i risultati ed analizzato la configurazione che verificava il minor numero di elementi, e a nostro parere anche la più idonea.

Le travi in cemento armato inserite al di sopra di ogni apertura non sono state verificate dal programma ma manualmente. Sono state inserite per poterne calcolare il contributo in caso di sisma; quindi risultano analizzate ma non verificate. Se ne riporta la verifica.

Verifica delle Architravi in Calcestruzzo Armato secondo il Cap. 4 delle NTC

A. Aule – Luce 6,25 m

Carichi:

Solaio	$G_1 = 2,56 \text{ kN/m}$	} nonostante il solaio sia ordito nella direzione opposta, si considera che vi scarichi una fascia di 1m
	$G_2 = 4,20 \text{ kN/m}$	
Muratura	$= 3,83 \text{ kN/m}$	
Accidentale	$= 3,00 \text{ kN/m}$	

$$F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ muratura} + 1,5 \text{ accid.} = 19,10 \text{ kN/m}$$

- *Verifica a Flessione*

$$\text{Formula (4.1.9)} \quad M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Condizione di appoggio – M_{\max} in mezzeria	$M_{Ed} = 93,26 \text{ kN m}$
Condizione di semincastro	$M_{Ed} = 74,61 \text{ kN m}$
Condizione di incastro – M_{\max} agli estremi	$M_{Ed} = 62,18 \text{ kN m}$

Dagli appunti del genio Civile sappiamo che la trave ha dimensioni 25 cm di base e 78 cm in altezza. È armata con 3 $\phi 12$ ai due estremi e 2 $\phi 12$ in mezzeria; le staffe sono $\phi 8$ ogni 20 cm. Il cemento con cui è stato realizzato ha titolo 425 – $\sigma_{r,28} = 120 \text{ kg/cm}^2$ e l'armatura è stata realizzata con ferro Aq 42 – $\sigma_r = 120 \text{ kg/cm}^2$.

Attraverso l'utilizzo del programma di calcolo GELFI, il Momento Resistente della trave (sia in senso orario che antiorario visto che la sezione è simmetrica ed è armata simmetricamente) risulta pari a:

$$M_{Rd} = 131,30 \text{ kN m}$$

La verifica è soddisfatta.

- *Verifica a Taglio*

$$\text{Formula (4.1.17)} \quad V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con

$$V_{Rsd} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} \frac{(\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta)}{1 + \operatorname{ctg}^2 \theta}$$

Il taglio resistente sarà il minore dei due.

Il taglio sollecitante di calcolo è pari a :

$$V_{Ed} = 56,69 \text{ kN}$$

Applicando le formule si ha

$$V_{Rcd} = 775,49 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 91,21 \text{ kN}$$

Anche in questo caso la **verifica è soddisfatta.**

B. Corridoio – Luce 1,92 m

Carichi:

Solaio $G_1 = 2,56 \text{ kN/m}$

$G_2 = 4,20 \text{ kN/m}$

Muratura $= 7,43 \text{ kN/m}$

Accidentale $= 3,00 \text{ kN/m}$

$$F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ muratura} + 1,5 \text{ accid.} = 23,78 \text{ kN/m}$$

- *Verifica a Flessione*

$$\text{Formula (4.1.9)} \quad M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Condizione di appoggio – M_{\max} in mezzeria $M_{Ed} = 10,96 \text{ kN m}$

Condizione di semincastro $M_{Ed} = 8,77 \text{ kN m}$

Condizione di incastro – M_{\max} agli estremi $M_{Ed} = 7,31 \text{ kN m}$

A differenza della precedente, questa trave ha dimensioni a T, 25 cm di base nella parte più ampia e un'anima di 13 cm, l'altezza totale è sempre di 78 cm, mentre le ali hanno uno spessore di 7 cm. È armata con 3 $\phi 16$ ai due estremi e niente in mezzeria; più un $\phi 14$ in ogni ala; le staffe sono $\phi 8$ ogni 15 cm. I materiali Cemento e Ferro di armatura con cui sono state realizzate queste architravi sono sempre uguali alle precedenti.

In questo caso si sono individuati due momenti resistenti vista la conformazione della trave, quindi considerando positivo il senso orario che tende le fibre inferiori abbiamo:

$$M_{Rd}^{+} = 131,30 \text{ kN m}$$

$$M_{Rd}^{-} = 125,60 \text{ kN m}$$

La verifica è soddisfatta.

- *Verifica a Taglio*

Formula (4.1.17) $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Taglio sollecitante di calcolo:

$$V_{Ed} = 22,83 \text{ kN}$$

Taglio resistente :

$$V_{Rcd} = 403,25 \text{ kN}$$

$$V_{Rsd} = 124,90 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

C. Bagno – Luce 0,82 m

Carichi:

Solaio $G_1 = 3,84 \text{ kN/m}$

$G_2 = 6,30 \text{ kN/m}$

Muratura $= 10,35 \text{ kN/m}$

Accidentale $= 3,00 \text{ kN/m}$

$$F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ muratura} + 1,5 \text{ accid.} = 34,65 \text{ kN/m}$$

- *Verifica a Flessione*

Formula (4.1.9) $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

Condizione di appoggio – M_{max} in mezzeria $M_{Ed} = 2,91 \text{ kN m}$

Condizione di semincastro $M_{Ed} = 2,33 \text{ kN m}$

Condizione di incastro – M_{max} agli estremi $M_{Ed} = 1,94 \text{ kN m}$

Come per le aule, queste travi sono rettangolari, quindi riprende i calcoli precedenti si ha:

$$M_{Rd} = 131,30 \text{ kN m}$$

La verifica è soddisfatta.

- *Verifica a Taglio*

Formula (4.1.17) $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

Taglio sollecitante di calcolo: $V_{Ed} = 14,21 \text{ kN}$

Taglio resistente : $V_{Rcd} = 775,49 \text{ kN}$

$$V_{Rsd} = 93,67 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

Tornando allo studio del blocco, vediamo i risultati dei differenti tipi di analisi.

1) Analisi Statica Lineare NON Sismica.

L'analisi lineare statica consiste sostanzialmente in una analisi lineare dinamica semplificata in cui:

- 1) non si effettua l'analisi dinamica della costruzione per determinare i modi di vibrare "naturali" della costruzione e si ipotizza un modo di vibrare principale della costruzione caratterizzato da un periodo T_1 calcolato in maniera approssimata, come dall'espressione (7.3.5) delle NTC

$$T_1 = C_1 H^{\frac{3}{4}}$$

e da spostamenti linearmente crescenti con l'altezza dal piano di fondazione, ai quali corrisponde la distribuzione di forze statiche data dall'espressione (7.3.6) delle NTC:

$$F_i = \frac{F_h z_i W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

A questo modo di vibrare si associa un'aliquota λ di massa partecipante pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se $T_1 < 2T_C$, 1,0 in tutti gli altri casi;

- 2) si calcolano gli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per il solo modo di vibrare principale considerato;
- 3) non si effettua alcuna combinazione degli effetti in quanto non si considerano modi di vibrare secondari.

Le sollecitazioni e gli spostamenti che si vanno a calcolare sono dipendenti dalle condizioni di carico elementari (Neve, Accidentale Categoria C e H, Vento secondo la direzione X e Y, in pressione e depressione) così come specificate nei dati in fase di modellazione, opportunamente combinate tra loro.

Le combinazioni allo SLV sono le seguenti:

- Si considera come prima azione variabile predominante il carico accidentale:

- 1) $F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ solaio} + 1,5 \text{ accid.} + 1,5 \cdot 0,5 \text{ neve} + 1,5 \cdot 0,6 \text{ vento } X$
- 2) $F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ solaio} + 1,5 \text{ accid.} + 1,5 \cdot 0,5 \text{ neve} + 1,5 \cdot 0,6 \text{ vento } Y$
- 3) $F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ solaio} + 1,5 \text{ accid.} + 1,5 \cdot 0,5 \text{ neve} + 1,5 \cdot 0,6 \text{ vento} - X$
- 4) $F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ solaio} + 1,5 \text{ accid.} + 1,5 \cdot 0,5 \text{ neve} + 1,5 \cdot 0,6 \text{ vento} - Y$

- Si considera come azione variabile predominante il carico neve:

- 5) $F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ solaio} + 1,5 \cdot 0,7 \text{ accid.} + 1,5 \text{ neve} + 1,5 \cdot 0,6 \text{ vento } X$

- 6) $F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ solaio} + 1,5 \cdot 0,7 \text{ accid.} + 1,5 \text{ neve} + 1,5 \cdot 0,6 \text{ vento } Y$
 7) $F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ solaio} + 1,5 \cdot 0,7 \text{ accid.} + 1,5 \text{ neve} + 1,5 \cdot 0,6 \text{ vento} - X$
 8) $F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ solaio} + 1,5 \cdot 0,7 \text{ accid.} + 1,5 \text{ neve} + 1,5 \cdot 0,6 \text{ vento} - Y$

- Si considera come azione variabile predominante il carico vento:

- 9) $F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ solaio} + 1,5 \cdot 0,7 \text{ accid.} + 1,5 \cdot 0,5 \text{ neve} + 1,5 \text{ vento } X$
 10) $F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ solaio} + 1,5 \cdot 0,7 \text{ accid.} + 1,5 \cdot 0,5 \text{ neve} + 1,5 \text{ vento } Y$
 11) $F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ solaio} + 1,5 \cdot 0,7 \text{ accid.} + 1,5 \cdot 0,5 \text{ neve} + 1,5 \text{ vento} - X$
 12) $F_d = 1,3 G_1 + 1,5 G_2 + 1,5 \text{ solaio} + 1,5 \cdot 0,7 \text{ accid.} + 1,5 \cdot 0,5 \text{ neve} + 1,5 \text{ vento} - Y$

E' possibile visualizzare graficamente le diverse verifiche: in caso di verifica soddisfatta l'elemento risulterà di colore verde, mentre per l'elemento non verificato la colorazione sarà quella rossa.

Verifica a Pressoflessione complanare §7.8.2.2.1

La verifica a pressoflessione nel piano di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni.

Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

σ_0 , pari al rapporto $P/(lt)$, è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione con P forza assiale agente positiva se di compressione (se P è di trazione risulterà $M_u = 0$)

$f_d = f_k / (FC \gamma_M)$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

Per la verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano), ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione

(catene, cordoli), i valori delle resistenze possono essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione, può essere valutato come

$$M_u = \frac{H_p h}{2} \left(1 - \frac{H_p}{0,85 f_{hd} h t} \right)$$

dove

H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} h t$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete)

Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (come prescritto nel §4.5.6).

Le verifiche statiche a pressoflessione nel piano, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**; non è infatti necessario eseguire verifiche statiche a stati limite di esercizio quando quelle allo SLU risultano convalidate. In seguito è stata fatta un'analisi nella quale si considera la verifica agli SLE ed il risultato è stata la maggior validità di elementi. I carichi considerati, infatti, sono di minore entità per cui è normale che il risultato sia quello atteso.

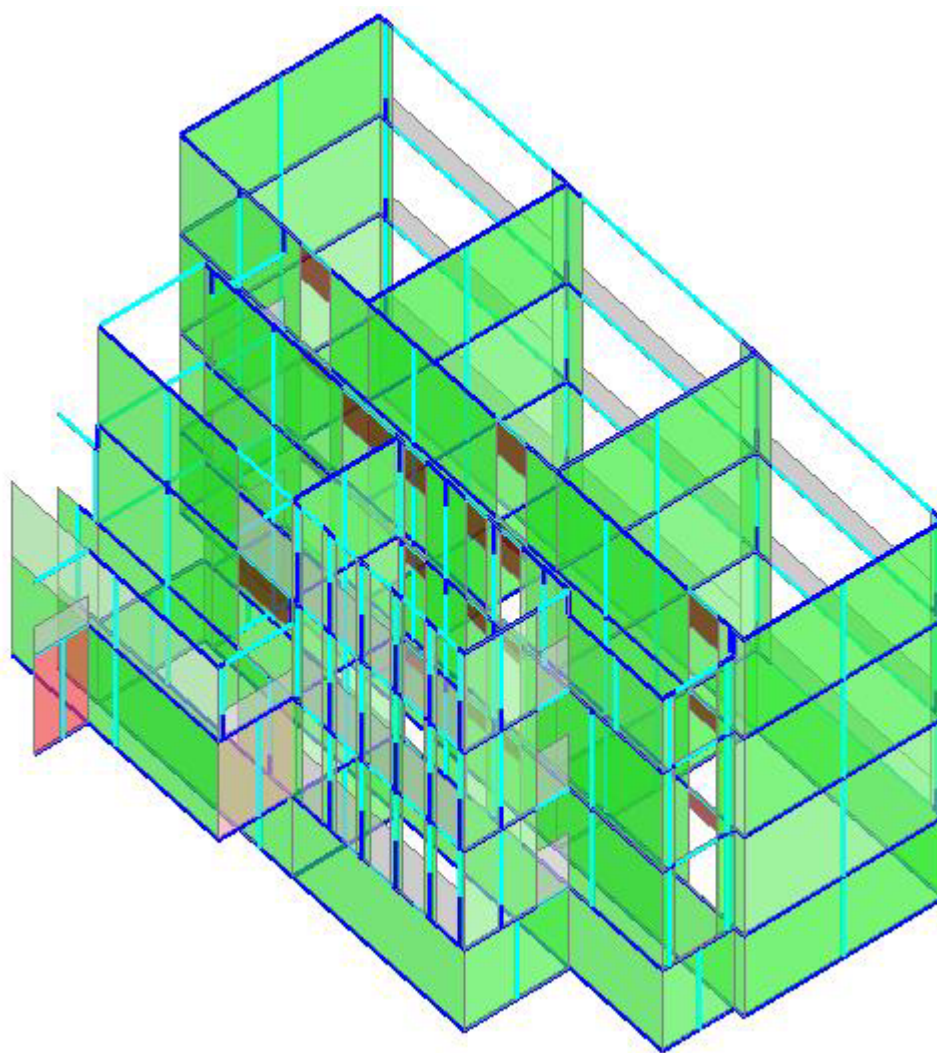


Figura. Vista grafica risultante dall'analisi a pressoflessione complanare

Da questa analisi si deduce che le parti non resistenti a pressoflessione nel piano sono le fasce murarie al di sopra delle aperture interne poiché sprovviste di qualsiasi elemento resistente a trazione. In questo caso basterà inserire degli architravi per permetterne la riuscita. I due maschi murari che non verificano sono plausibili poiché non considerati nella loro totalità. Per poter studiare il blocco infatti si è provveduto a staccarlo dal resto nei pressi del corridoio e in corrispondenza della mezzeria della finestra di un vano non accessibile causa pericolo. Per la loro particolarità, visto che mancano tutti i maschi murari che comporterebbero il buon comportamento di questa parte, in futuro ne sarà omessa la verifica. Tuttavia, per poterne considerare gli effetti si è svolta una verifica che tiene conto dell'**eccentricità accidentale** affinché possiamo ritenerci soddisfatti dell'ipotesi attuata.

Per il report con tutti i risultati completi, di questa e delle successive verifiche, si rimanda al CD allegato.

Verifica a Taglio per scorrimento §7.8.2.2.2

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd}$$

dove:

l' è la lunghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / (FC \gamma_M)$ è definito al § 4.5.6.1, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P / (l't)$).

Il valore di f_{vk} non può comunque essere maggiore di $1,4 f_{bk}$, dove f_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa.

Secondo il §4.5.6.2 del D.M. 2008, in analisi statica il taglio per azioni nel piano del muro e il taglio di travi di accoppiamento sono stati limite ultimi da verificare: in PCM vengono trattati nell'ambito del taglio per scorrimento. Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità, con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura (§4.5.6).

Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del comportamento a taglio del materiale è il valore medio τ_0 , definito in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1).

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi)

Pertanto, la formulazione del taglio resistente per scorrimento per la muratura esistente può essere ottenuta definendo un valore medio pari a: $f_{vm} = \tau_0 + 0.4 \sigma_n$. Al valore medio della resistenza a taglio deve inoltre essere applicato il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M (l'analisi statica è un'analisi Lineare), ed il fattore di confidenza FC (§C8.7.1.5).

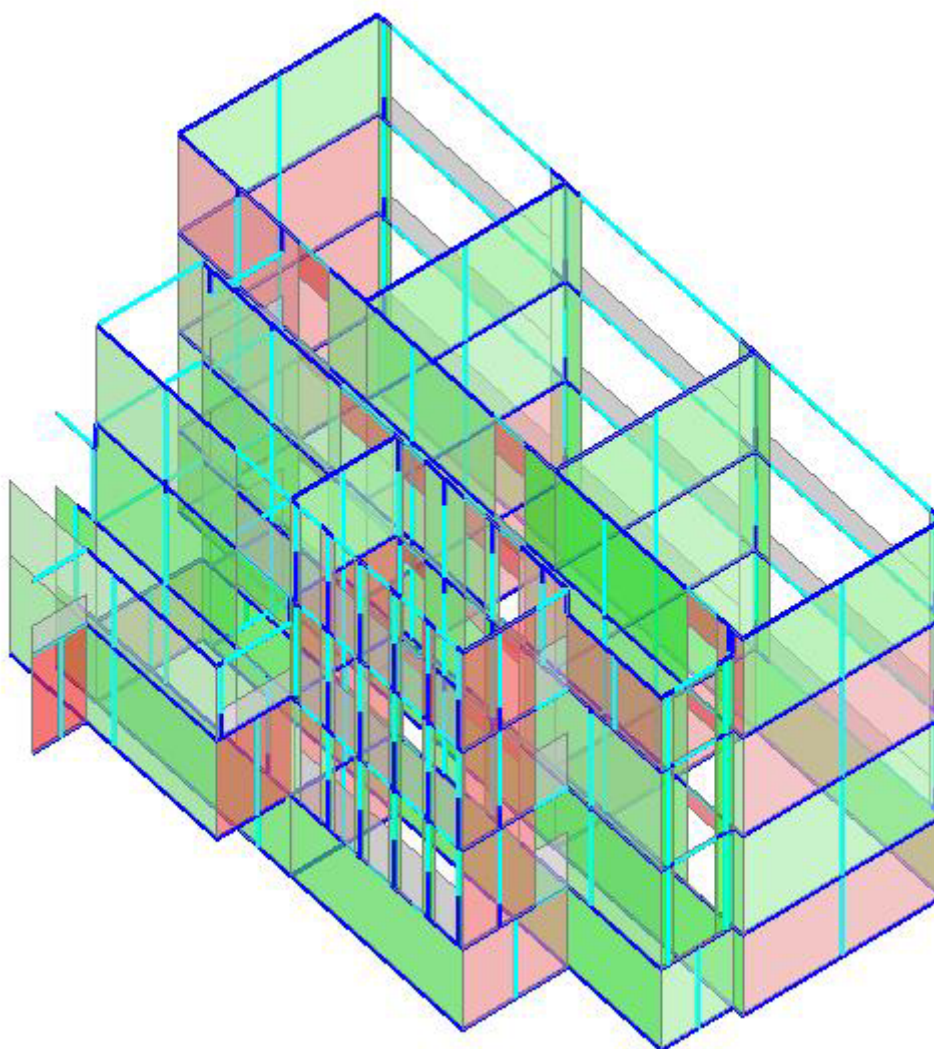
Per le verifiche statiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §4.5.6.1 (che assume valori compresi fra 2.0 e 3.0), il cui valore è specificato nei Parametri di Calcolo.

Nel nostro caso, ci siamo rifatti ai valori numerici derivanti dalle prove in situ.

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Tabella 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Nelle espressioni del calcolo di f_{vd} , si osservi che i coefficienti γ_M e FC vengono applicati all'espressione completa della resistenza, cioè sia al termine di taglio puro sia a quello dovuto alla tensione normale.



Analizzando i risultati si nota che molti maschi murari non verificano secondo la combinazione che considera il vento in direzione Y preponderante. Il software PCM calcola l'involuppo dei vari coefficienti in tutte le combinazioni, e quello che mostra rispecchia tale risultato. Se si prova ad eliminare il contributo del vento in quella combinazione, i maschi murari che non verificano si riducono di numero, come evidenziato nelle tavole finali.

Verifica a taglio per fessurazione diagonale §C8.7.1.5

La resistenza a taglio per fessurazione diagonale è da considerarsi alternativa rispetto alla resistenza a taglio per scorrimento secondo vari autori. In questo caso le riportiamo entrambe come motivo di maggior controllo.

La resistenza a taglio per fessurazione diagonale viene valutata per mezzo della medesima formula per il taglio a scorrimento, quello che cambia è il valore delle resistenza:

$$V_t = I t f_{vd}$$

dove:

I è la lunghezza del pannello

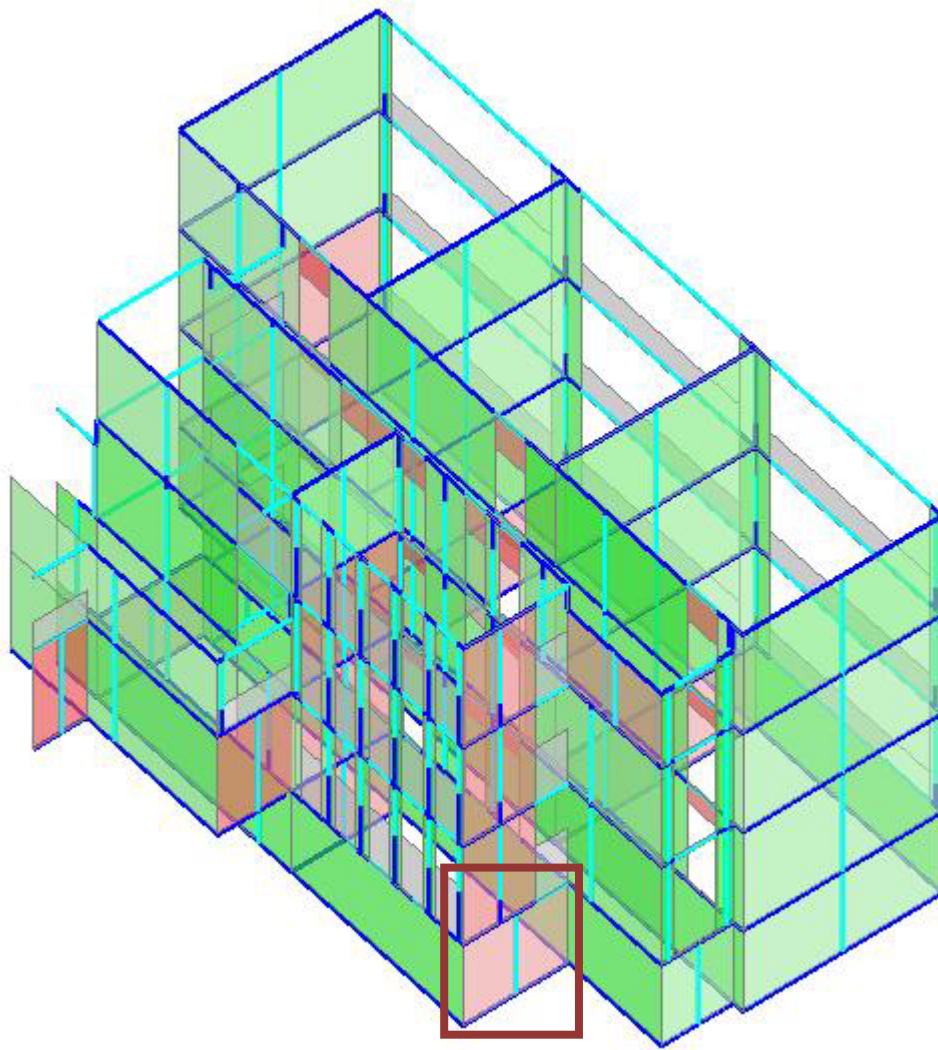
t è lo spessore del pannello

$$f_{vd} = 1,5 \frac{\tau_{0d}}{b} \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \tau_{0d}}\right)} = \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= $P / I t$, con P forza assiale agente positiva se di compressione);
- f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1,5 \tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l + h) / 2$, con t , l e h rispettivamente spessore, base, altezza del pannello.
- b è il coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete; si può assumere $b = \lambda$, (dove $\lambda = h/l$ essendo la snellezza della parete) comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1. In alternativa, è possibile adottare la formulazione di Turnsek-Cacovic ($b=1,5$ indipendentemente dal valore di λ) o la relazione: $b = 1 + 0,5 \lambda$, con $b \leq 1,5$ (quest'ultima riportata in: Betti-Galano-Petracchi-Vignoli).

Secondo quanto riportato al medesimo paragrafo della Circolare, i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza FC e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M . Valgono le stesse considerazioni fatte per il caso del taglio per scorrimento relativamente ai valori di γ_M , FC e i valori medi di riferimento dei parametri meccanici.

Le verifiche statiche a taglio per fessurazione diagonale, come le altre verifiche di resistenza statiche, sono condotte allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**. Le sollecitazioni di progetto derivano direttamente dall'analisi.



Questa figura rispecchia l'output dell'analisi. I maschi murari che non verificano sono gli stessi del taglio per scorrimento, ma in numero inferiore e con coefficienti maggiori. Se si prende ad esempio come riferimento l'asta 11, ovvero il maschio murario evidenziato,

sezione alla base	$C_{\text{scorrim}} = 0,848$	$C_{\text{fess.diag.}} = 1,018$
sezione in sommità	$C_{\text{scorrim}} = 0,762$	$C_{\text{fess.diag.}} = 0,948$

si nota come la verifica a taglio per scorrimento sia più vincolante di quest'ultima.

2) Analisi Dinamica Modale

L'analisi lineare dinamica, così come presentata nelle NTC, è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

1. determinazione dei modi di vibrare "naturali" della costruzione (analisi modale);
2. calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
3. combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

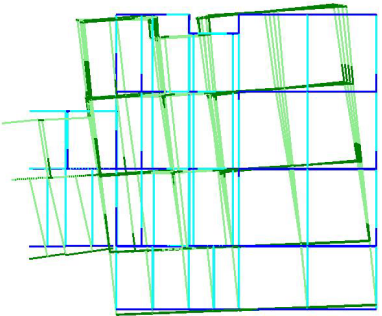
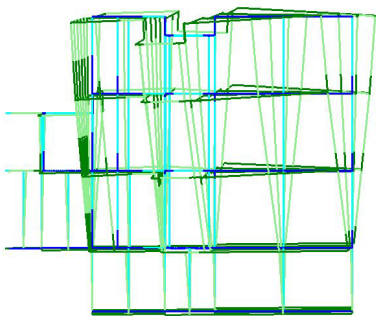
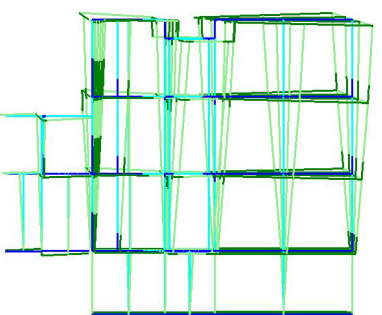
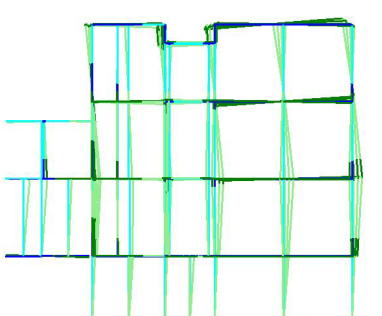
L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione T , da uno smorzamento convenzionale ξ , caratteristiche proprie degli oscillatori elementari (sistemi dinamici ad un grado di libertà), nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, quali quelli per esempio di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore dello smorzamento convenzionale ξ pari al 5%.

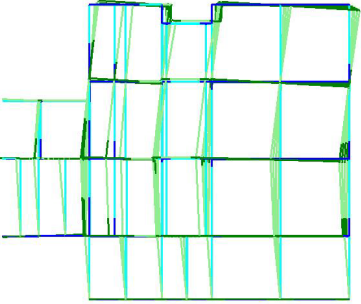
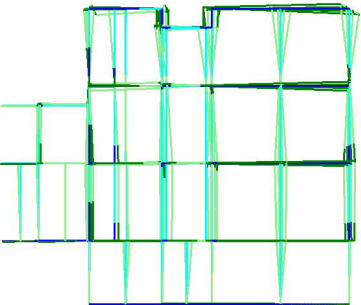
Qualunque configurazione deformata di una costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della conseguente configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

PCM svolge un calcolo preliminare limitandosi alla determinazione delle caratteristiche dinamiche, ossia al calcolo dei modi di vibrare della struttura, senza condurre ulteriori analisi di sollecitazioni e deformazioni. E' nell'Analisi Sismica Dinamica Modale che i risultati dell'analisi modale sono utilizzati per la generazione delle forze spettrali equivalenti ai vari modi di vibrare; nell'Analisi Sismica Statica Lineare le forze spettrali sono invece direttamente generate da un'approssimazione del primo modo di vibrare.

Le masse considerate in Analisi Modale corrispondono alle masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la formula (3.2.17) delle NTC 2008 al §3.2.4 "COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI": $G_1 + G_2 + \sum_j y_{2j} Q_{j,j}$

PCM considera 6 modi di vibrare.

	<p>Primo modo di vibrare</p> <p>$T = 0,213 \text{ sec}$ $M_x 0,8 \% - \text{Tot. } 0.8 \%$ $M_y 76,8\% - \text{Tot. } 76,8 \%$</p>
	<p>Secondo modo di vibrare</p> <p>$T = 0,202 \text{ sec}$ $M_x 49,4\% - \text{Tot. } 50,2\%$ $M_y 2,0\% - \text{Tot. } 78,8\%$</p>
	<p>Terzo modo di vibrare</p> <p>$T = 0,124 \text{ sec}$ $M_x 24,7\% - \text{Tot. } 74,8\%$ $M_y 0,1\% - \text{Tot. } 79\%$</p>
	<p>Quarto modo di vibrare</p> <p>$T = 0,068 \text{ sec}$ $M_x 5,9\% - \text{Tot. } 80,7\%$ $M_y 4,4\% - \text{Tot. } 83,3\%$</p>

	<p>Quinto modo di vibrare</p> <p>$T = 0,065 \text{ sec}$ $M_x 2,4\% - \text{Tot. } 83,1\%$ $M_y 11,6\% - \text{Tot. } 94,9\%$</p>
	<p>Sesto modo di vibrare</p> <p>$T = 0,045 \text{ sec}$ $M_x 6,6\% \text{ Tot. } 89,9\%$ $M_y 0,1\% - \text{Tot. } 95\%$</p>

Verifica a pressoflessione per azioni ortogonali al piano §7.8.2.2.3

Le verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente, adottando le forze equivalenti indicate al punto §7.8.1.5.2 per l'analisi statica lineare, ovvero:

“Le verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente, e possono essere adottate le forze equivalenti indicate al § 7.2.3 per gli elementi non strutturali, assumendo $q_a = 3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale distribuita, pari a $S_a \gamma_i / q_a$ volte il peso della parete nonché da forze orizzontali concentrate pari a $S_a \gamma_i / q_a$ volte il peso trasmesso dagli orizzontamenti che si appoggiano sulla parete, qualora queste forze non siano efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma. Per le pareti resistenti al sisma, che rispettano i limiti di Tab. 7.8.II, si può assumere che il periodo T_a indicato al § 7.2.3 sia pari a 0.

Tipologie costruttive	t_{\min}	$(\lambda=h_v/t)_{\max}$	$(l/h')_{\min}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti ricadenti in zona 3 e 4	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti ricadenti in zona 4	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti ricadenti in zona 4	150 mm	20	0,3

Tabella 7.8.II – Requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma.

Per pareti con caratteristiche diverse la verifica fuori piano va comunque condotta valutando, anche in forma approssimata, T_a .

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a $0.85 f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutato considerando un sistema di forze proporzionali alle masse (concentrate o distribuite) dell'elemento, la cui forza risultante F_a sia valutata al baricentro dell'elemento stesso, è calcolata secondo la relazione seguente:

$$F_a = S_a \frac{W_a}{q_a}$$

dove:

W_a è il peso dell'elemento

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento subisce durante il sisma, e corrispondente allo stato limite in esame

q_a è il fattore di struttura dell'elemento posto pari a 3.

S_a può essere calcolato nel seguente modo:

$$S_a = \alpha S \left[\frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H} \right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2} - 0,5 \right]$$

dove:

α è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo di tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità g ;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel §3.2.3.2.1

T_a è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento nella direzione considerata

T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura nella direzione considerata

Z è la quota del baricentro dell'elemento misurata a partire dal piano di fondazione

H è l'altezza della struttura misurata a partire dal piano di fondazione.

In PCM la verifica a pressoflessione ortogonale viene eseguita nella sezione di mezzeria della luce deformabile nel piano ortogonale dei maschi murari, sotto le seguenti ipotesi:

- la parete è soggetta allo sforzo normale statico, senza incremento o diminuzione dovuti all'effetto sismico sul modello globale;
- non sono considerate forze ribaltanti in sommità derivanti dall'orizzontamento.
Ciò equivale a ipotizzare che le forze sismiche siano efficacemente trasmesse a pareti di controvento (parallele alla direzione sismica). Per gli edifici esistenti in assenza di efficace connessione fra pareti, questa ipotesi trova giustificazione nel fatto che la verifica a meccanismo di collasso (ribaltamento di corpo rigido) può essere considerata maggiormente rappresentativa del comportamento fuori piano della parete mal connessa, rispetto alla verifica a pressoflessione ortogonale (ma non ce ne preoccupiamo perché è evidente la buona realizzazione della struttura);
- per le murature esistenti, qualora sia stato selezionato il corrispondente parametro di calcolo, è possibile fare riferimento ai requisiti della Tab.7.8.11 inserita sopra per adottare periodo T_a nullo, con le seguenti posizioni;
- i dati geometrici delle pareti riportano sia la snellezza complanare, sia la snellezza nel piano ortogonale (h_0/t). Nel computo di h_0 , si assume per default: $p = 1$ (fattore laterale di vincolo). L'altezza libera di inflessione della parete fa riferimento alla luce deformabile nel piano ortogonale (depurata quindi delle eventuali zone rigide agli estremi per flessione nel piano ortogonale al piano della parete);
- la parete viene considerata appoggiata. Se l'interasse di irrigidimento 'a' (cioè la distanza fra muri trasversali) è > 0 , viene considerato un comportamento a piastra (si considera che la parete è ben ammorsata nei muri trasversali). Se $a = B$, con B base della parete, equivale a considerare che la parete è vincolata esattamente ai suoi bordi laterali; se $a > B$, allora significa che la parete appartiene ad una specchiatura più ampia definita dai muri trasversali; se invece $a=0$ equivale a considerare un comportamento a trave, con parete libera quindi da vincoli laterali. In entrambi i casi, le formule per il momento agente ed il periodo proprio sono tratte dal Manuale Ingegneria Civile, Ed.Cremonese.

Per la verifica della sezione muraria, ci si riporta sempre nella condizione in cui il momento agente di calcolo M dovrà essere inferiore al momento ultimo resistente M_u , definito come momento di collasso per pressoflessione ortogonale:

$$M_u = \frac{N t}{2} \left(1 - \frac{N}{N_u} \right)$$

con N_u sforzo normale ultimo pari a: $N_u = 0,85 f_d l t$

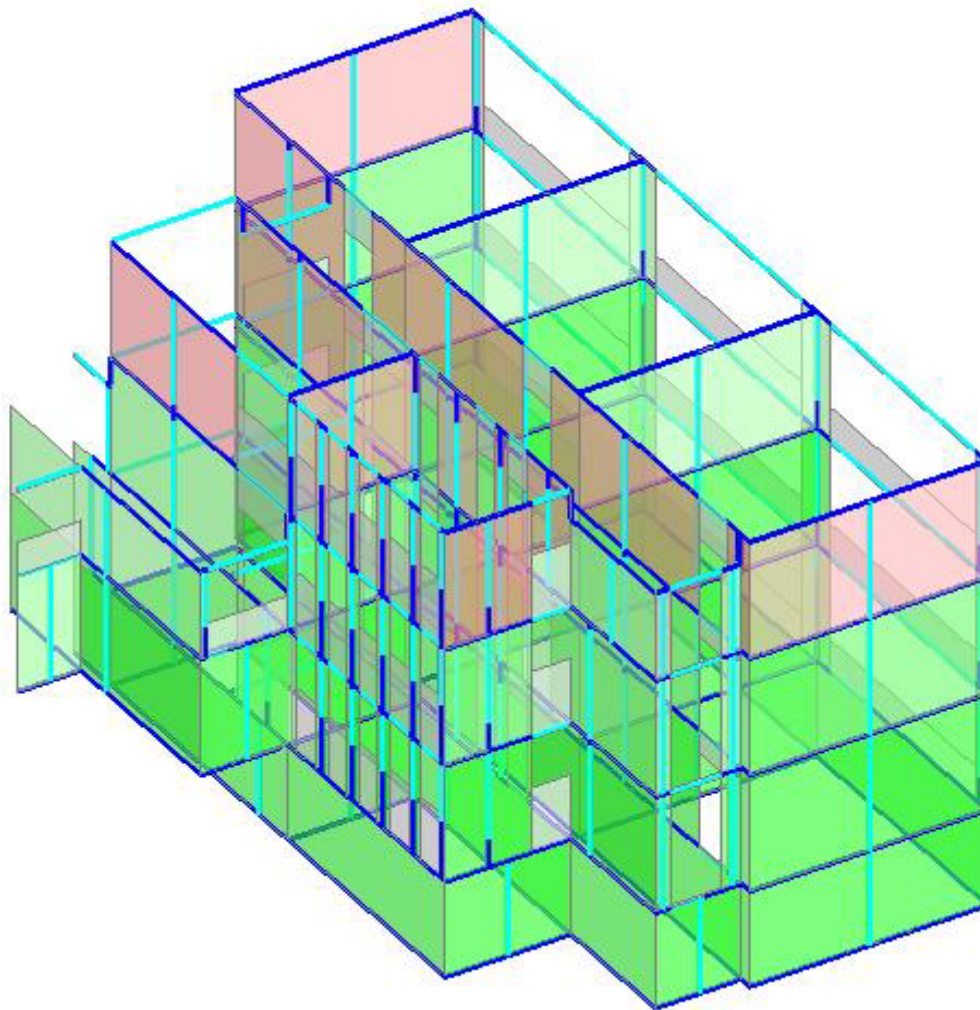
dove:

l e t sono le dimensioni della sezione trasversale della parete, e

f_d invece considera come parametro descrittivo del materiale la resistenza a compressione media f_m , definita in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi:

$$f_d = f_m / (FC \gamma_M)$$

Le verifiche sismiche a pressoflessione ortogonale, come le altre verifiche di resistenza, sono condotte allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**.



La figura è molto chiara: i maschi che non verificano sono quelli dell'ultimo piano. Si presuppone che il risultato sia dovuto alla maggior forza sismica data dall'altezza e con minore compressione sollecitante. Come già ribadito più volte, l'ultimo piano è caratterizzato da una diversa quota di interpiano. Si potrebbe pensare che tale verifica fornisca questi risultati a causa di un diverso irrigidimento del piano. Nonostante si sia svolta la solita verifica considerando il solaio del corridoio alla stessa altezza delle aule e dei bagni il risultato è stato identico, con i medesimi maschi murari che non verificano.

3) Analisi Statica Non Lineare (Pushover)

L'analisi statica non lineare viene utilizzata per sistemi dissipativi, come le strutture in muratura, in quanto è il metodo di calcolo più rappresentativo del loro comportamento ultimo e, quindi, della risposta sismica globale dell'edificio.

L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo (di solito in sommità dell'edificio, a livello della copertura) sulla struttura fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Il risultato dell'analisi consisterà in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base).

La capacità di spostamento relativa allo Stato Limite Ultimo viene valutata sulla curva forza-spostamento così definita, in corrispondenza dello spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo. La verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento ottenute applicando il procedimento che a breve andremo ad illustrare.

Tale metodo prevede, in ogni caso, solo una verifica globale in spostamento e non le verifiche nei singoli elementi.

Dal §7.8.1.5.4 del D.M. 14.01.2008

“L'analisi statica non lineare è applicabile agli edifici in muratura anche nei casi in cui la massa partecipante del primo modo di vibrare sia inferiore al 75% della massa totale ma comunque superiore al 60%.

Il modello geometrico della struttura può essere conforme a quanto indicato nel caso di analisi statica lineare ovvero essere ottenuto utilizzando modelli più sofisticati purché idonei e adeguatamente documentati.

I pannelli murari possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai §§ 7.8.2.2 e 7.8.3.2.”

In PCM nello schema della muratura a telaio equivalente, i pannelli murari vengono caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza al limite elastico definita per mezzo della risposta flessionale o a taglio.

Procedimento

1) Criteri generali:

Il concetto alla base dell'analisi sismica statica non lineare è che la capacità complessiva della struttura di sostenere le azioni sismiche può essere descritta dal comportamento della

stessa sottoposta ad un sistema di forze statiche equivalenti incrementate fino a raggiungere il collasso, inteso come incapacità di continuare a sostenere i carichi verticali.

Il termine "**pushover**" significa appunto "spingere in avanti", intendendo appunto per "spingere" l'applicazione di forze orizzontali progressivamente incrementate.

Il sistema di forze in questione deve simulare in modo il più possibile realistico gli effetti di inerzia prodotti dal sisma nel piano orizzontale; essi, a loro volta, dipendono dalla risposta stessa della struttura, per cui il sistema di forze dovrebbe cambiare durante l'analisi: ciò corrisponde ad un adattamento della distribuzione delle forze al livello di danneggiamento.

La capacità di una struttura è pertanto rappresentata mediante una curva che ha come grandezze di riferimento il taglio alla base e lo spostamento di un punto di controllo dell'edificio. Attraverso l'equivalenza dinamica tra sistema a più gradi di libertà e sistema a 1 grado di libertà, la curva di capacità così ottenuta viene ricondotta ad un legame tipico di un oscillatore non lineare ad un grado di libertà, rendendo possibile un diretto confronto con la domanda sismica rappresentata in termini di spettro di risposta.

2) Distribuzione di Forze:

Il metodo pushover è quindi basato su un processo incrementale che simula la spinta orizzontale di forze statiche, equivalenti al sisma, su una struttura. Dopo ogni incremento del sistema di forze applicate, si verificano le condizioni dei componenti della struttura e si effettuano gli opportuni aggiornamenti del modello. L'analisi si arresta quando vengono raggiunte particolari condizioni limite.

Questo tipo di analisi può essere utilizzato soltanto se ricorrono le condizioni di applicabilità nel seguito precisate per le distribuzioni principali (**Gruppo 1**); in tal caso esso si utilizza per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovrarresistenza α_u/α_1
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (**Gruppo 1**) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (**Gruppo 2**) appresso illustrate.

Gruppo 1 (distribuzioni principali)

- distribuzione proporzionale alle forze statiche dell'analisi lineare statica, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2a);

- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_C .

Gruppo 2 (distribuzioni secondarie)

- distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

3) Risultati dell'elaborazione per l'analisi pushover

Per ogni curva di capacità $F - \delta$, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica (che a breve riporteremo), viene definita la corrispondente curva del sistema ad 1 grado di libertà equivalente, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica, ovvero lo spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta del sistema ad un grado di libertà, ricondotta infine alla domanda per il sistema MGDL.

Vediamo come avviene questo passaggio da un sistema strutturale reale ad un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.

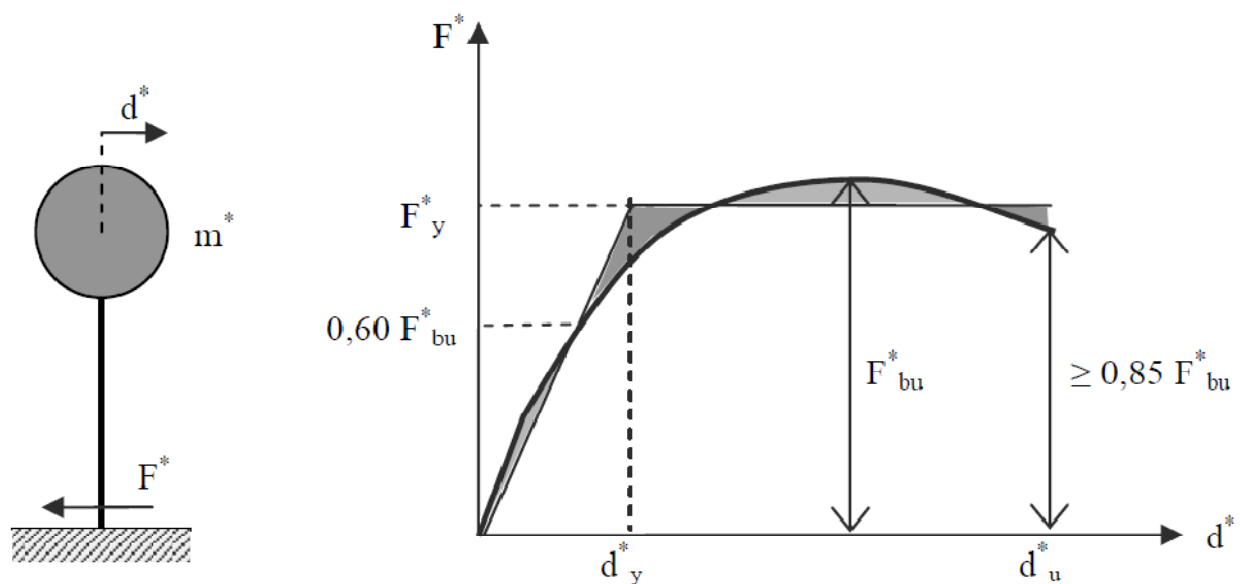


Figura. Sistema e diagramma bilineare equivalente

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale dalle relazioni:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

dove Γ è il "fattore di partecipazione modale" definito dalla relazione:

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$$

Il vettore τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore φ è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c = 1$; la matrice M è la matrice di massa del sistema reale.

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre ora sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico (vedi Fig. C7.3.1). Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale ed $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto $0,6 F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza $\leq 0,15 F_{bu}^*$.

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

dove $m^* = \Phi^T M \tau$ e k^* è la rigidezza del tratto elastico della bilineare.

Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione T^* risulti $T^* \geq T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

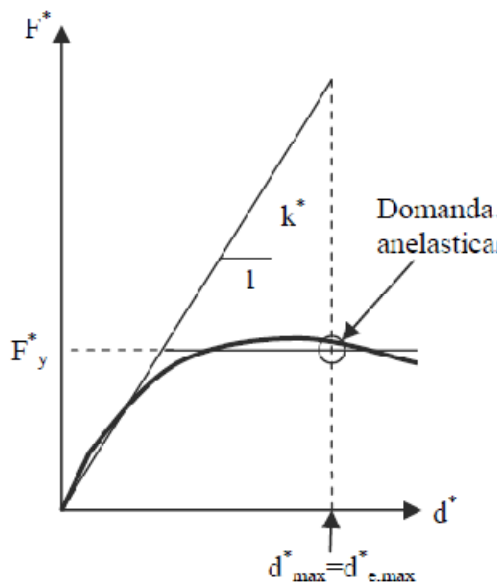


Figura – Spostamento di riferimento per $T > T_c$

Nel caso in cui $T^* < T_c$ la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{c,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^*$$

dove $q^* = S_e(T^*) m^*/F_y^*$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

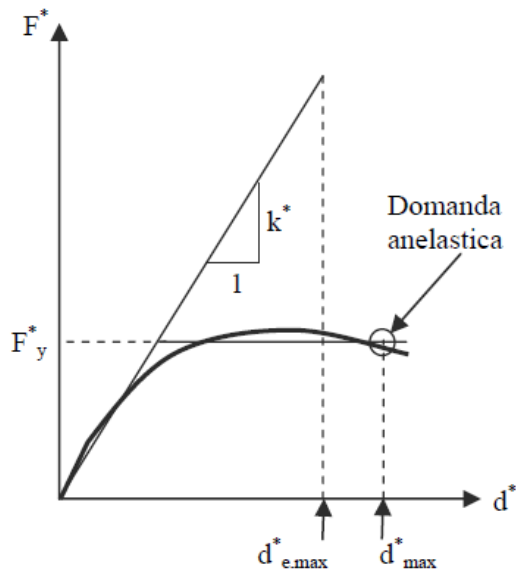


Figura – Spostamento di riferimento per $T \leq T_c$

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{max}^* = d_{e,max}^*$

Una volta trovata la domanda in spostamento d_{max}^* per lo stato limite in esame si verifica che sia $d_{max}^* \leq d_u$ e si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

Quindi, una volta che il sistema individua la capacità e la domanda li mette in rapporto tra loro individuando un coefficiente di Sicurezza. Quando questo coefficiente è maggiore o uguale a 1 allora la verifica si ritiene soddisfatta. Questo procedimento va fatto per ogni distribuzione di carico ipotizzata e in entrambe le direzioni, una volta in un senso e una volta nel senso opposto. Ne deriva che le curve di Capacità analizzate saranno in totale 8.

I risultati di PCM riportano inoltre la capacità della struttura in termini di PGA: **PGA_{CLV}** e **PGA_{DLV}**, valori di massima accelerazione al suolo consentita dall'edificio, definita dal valore in corrispondenza del quale vengono raggiunti, rispettivamente, lo stato limite ultimo SLV e lo stato limite di danno SLD (di quest'ultimo non ci preoccuperemo).

Unitamente al valore PGA, sono forniti il corrispondente periodo di ritorno T_R e la probabilità di superamento P_{VR} relativa al periodo di riferimento V_R .

Il calcolo della capacità della struttura viene effettuato tramite un ciclo iterativo condotto sul periodo di ritorno T_R : si varia il valore di T_R fra gli estremi 30 e 2475 anni (previsti dalla Normativa), ricercando il periodo di ritorno cui corrisponde la massima accelerazione a_g tale da soddisfare la verifica di sicurezza. L'accelerazione a_g indica l'accelerazione al suolo su

suolo rigido, mentre PGA può essere stata definita nei Parametri di Calcolo come a_g oppure come accelerazione al suolo tenendo conto degli effetti di suolo: il risultato in termini di PGA dipende quindi dal significato attribuito a PGA che nel nostro caso è quello di a_g .

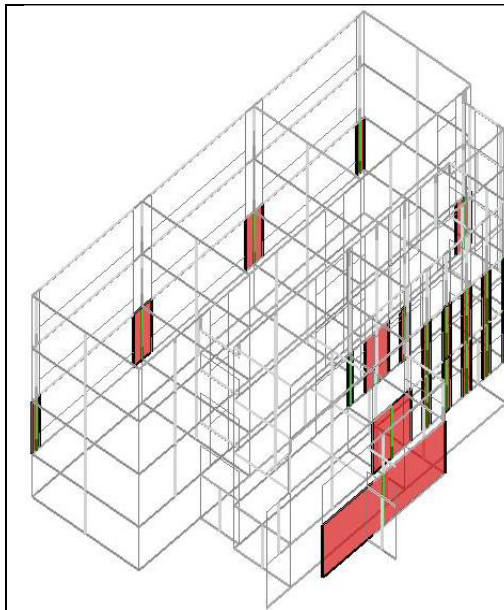
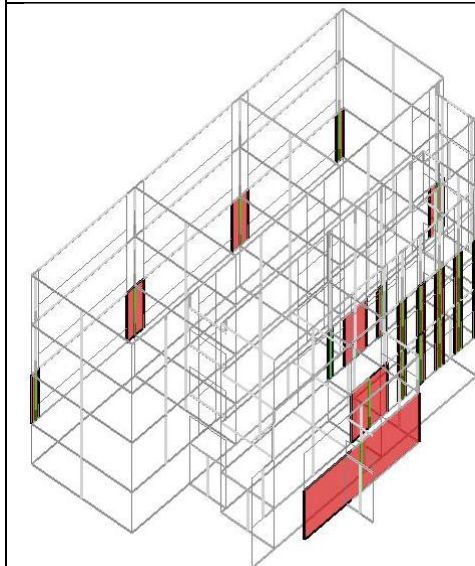
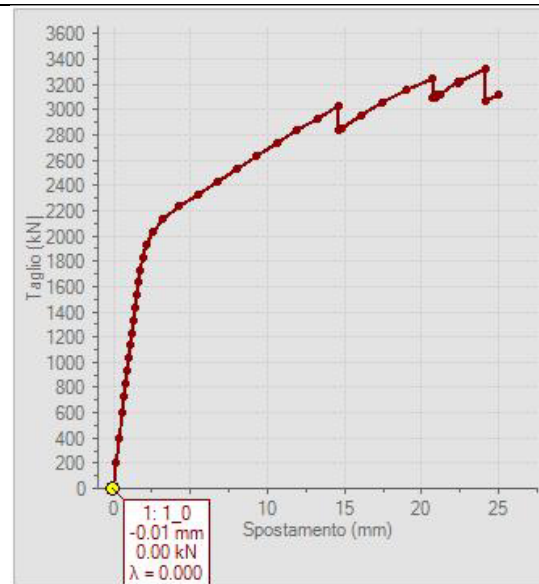
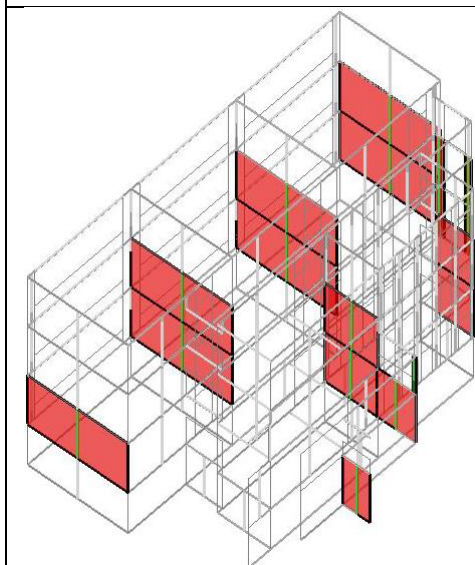
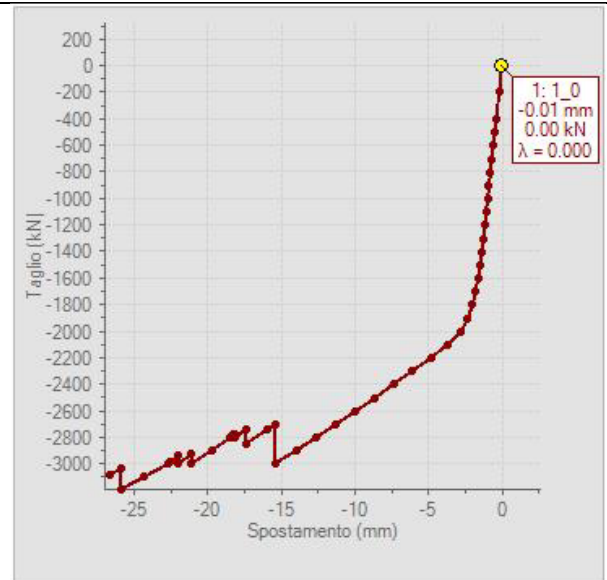
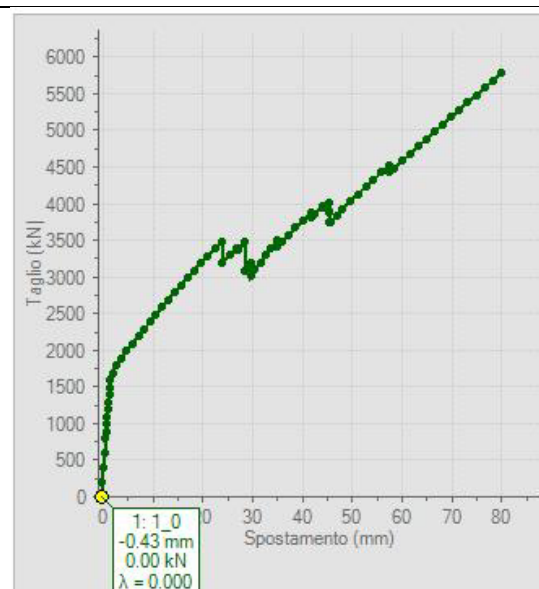
Per soddisfare la verifica di sicurezza vengono considerate due condizioni contemporanee:

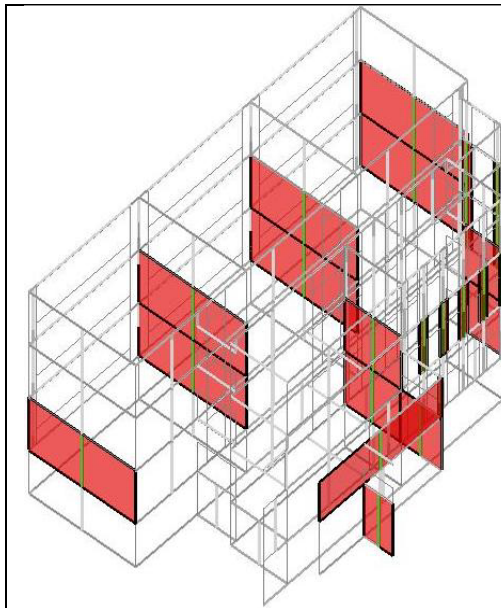
- 1) la domanda di spostamento come appena detto dovrà essere minore uguale della capacità di spostamento definita dalla curva pushover;
- 2) il valore di $q^* = S_e(T^*) \frac{m^*}{F_y^*} \leq 3$

Distribuz.	Direzione	Capacità	Domanda	q^*	$\alpha_{V,PGA}$	$\alpha_{V,TR}$
A	+ X	24,96	11,31	1,339	1,412	3,476
A	- X	26,68	11,61	1,410	1,412	3,476
A	+ Y	79,99	34,40	0,617	1,412	3,476
A	- Y	73,36	30,08	0,851	1,412	3,476
E	+ X	23,44	10,49	1,597	1,412	3,476
E	- X	25,36	10,56	1,639	1,412	3,476
E	+ Y	64,56	26,49	0,626	1,412	3,476
E	- Y	69,46	25,18	0,693	1,412	3,476

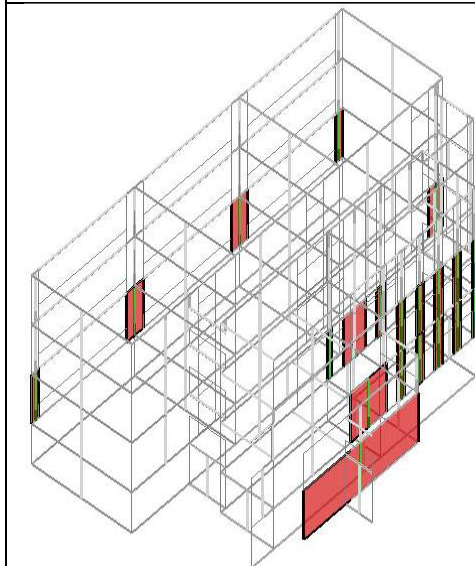
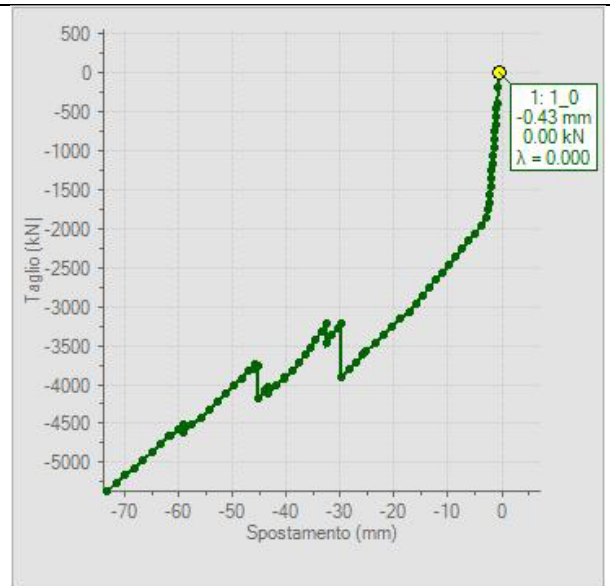
I valori sono tutti uguali fra loro perché il tempo di ritorno T_R risulta superiore ai 2475 anni.

A seguire si elencano le varie curve derivanti dalla combinazione riportata nella tabella appena mostrata, con messa in evidenza delle aste collassate.

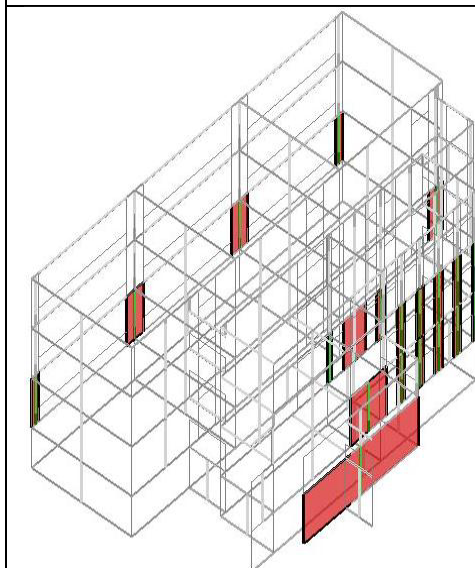
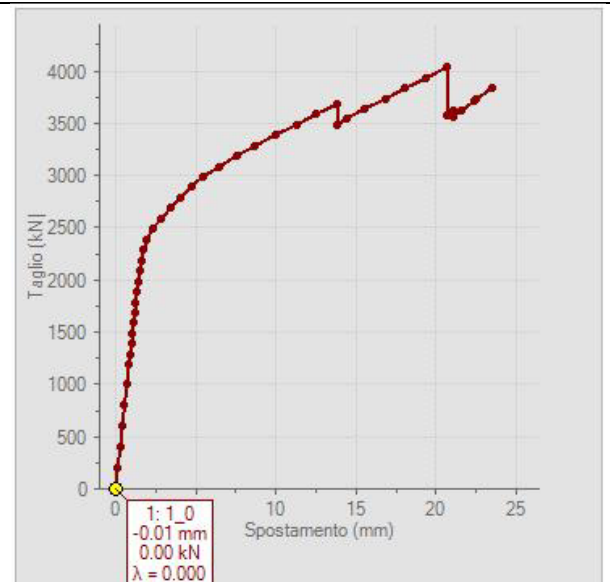
**Aste collassate secondo la distribuzione A +X****Aste collassate secondo la distribuzione A -X****Aste collassate secondo la distribuzione A +Y**



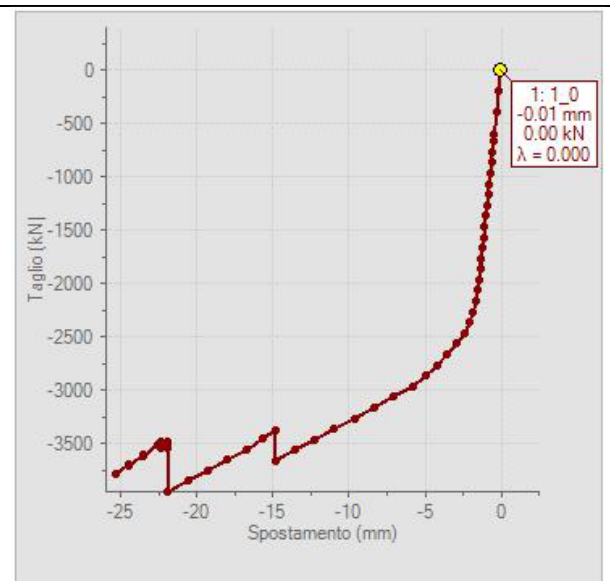
Aste collassate secondo la distribuzione A -Y

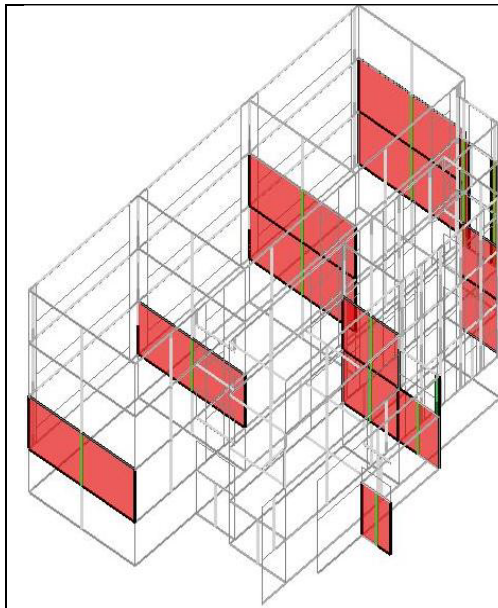
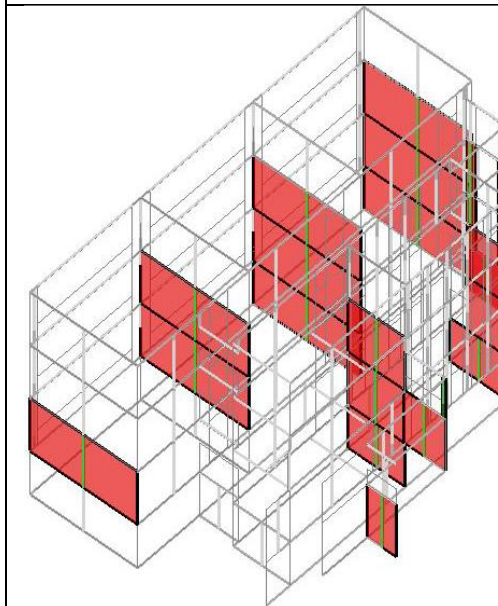
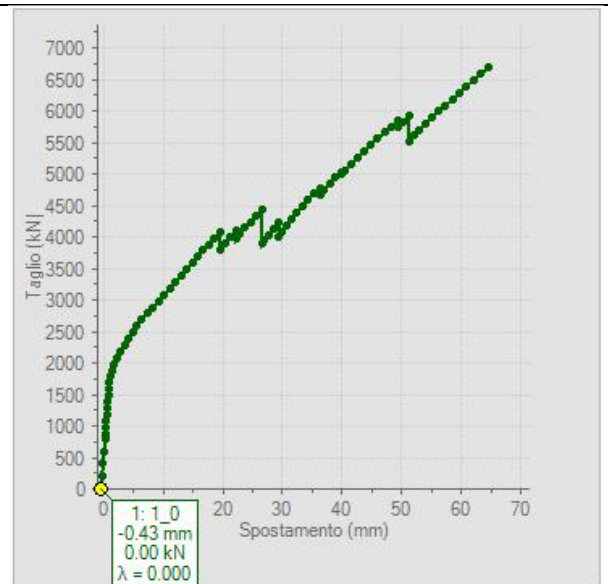
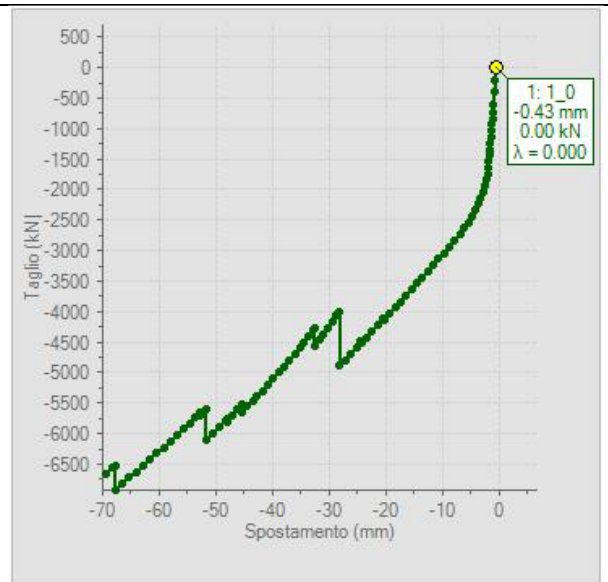


Aste collassate secondo la distribuzione E +X



Aste collassate secondo la distribuzione E -X



**Aste collassate secondo la distribuzione E +Y****Aste collassate secondo la distribuzione E -Y**

4) Analisi Cinematica

Al capitolo relativo agli edifici esistenti del D.M. 14.01.2008 e nella relativa Circolare del 2009 al §C8.7.1.1, viene indicato che la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all’analisi dei meccanismi locali di collasso:

“Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d’insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico... In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali.”

Meccanismi di risposta di questo tipo, generalmente meno resistenti e meno duttili di quelli che coinvolgono la risposta d’insieme del fabbricato, devono quindi essere opportunamente considerati nella definizione di un modello di analisi che sia realmente rappresentativo del comportamento sismico strutturale. Il primo aspetto dell’analisi riguarda dunque il riconoscimento delle condizioni che predispongono all’attivazione di meccanismi locali di danno e collasso e quindi la valutazione della necessità di effettuare analisi cinematiche in sostituzione o in integrazione di analisi della risposta globale del sistema. L’individuazione delle modalità di collasso significative per gli edifici si compie attraverso la ricerca di sconnessioni, presenti o che possano formarsi nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche, che individuano macroelementi (porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano monoliticamente) suscettibili di instabilità.

I possibili meccanismi di collasso sono:

- 1) **Ribaltamento semplice** - considera una possibile rotazione di uno o più corpi partecipanti attorno ad un asse, in genere orizzontale;
- 2) **Flessione di parete vincolata ai bordi** - considera un possibile “spanciamento” (ovvero una flessione) di più corpi partecipanti attorno ad un asse intermedio;
- 3) **Ribaltamento di parete a doppia cortina** – il meccanismo si riferisce alla risposta di una parete costituita da una tessitura cosiddetta a “doppia cortina” (sotto l’azione sismica si può verificare un comportamento in “parallelo” dei due paramenti che costituiscono il muro, i quali non reagiscono più all’azione orizzontale come un corpo unico ma come due pannelli, indipendenti, che ruotano ognuno attorno alla propria cerniera di base);
- 4) **Flessione su cerniere oblique** - è tipico dei meccanismi di flessione orizzontali poiché si hanno due assi di rotazione obliqui, appartenenti ad un medesimo piano verticale, attorno ai quali ruotano i corpi partecipanti;
- 5) **Meccanismo nel piano** – meccanismo diverso dai precedenti che avvenivano fuori piano; le lesioni diagonali nei maschi murari possono comportare il distacco di porzioni di muratura che si muovono nel piano complanare stesso della parete interagendo con le strutture sovrastanti. Questi meccanismi sono detti “di secondo modo” rispetto ai

ribaltamenti fuori piano (detti di primo modo) in quanto si manifestano solo qualora l'edificio sia resistente nei confronti dei meccanismi fuori piano;

6) **Meccanismo a quattro cerniere** – meccanismo tipico degli archi.

Per la conformazione del nostro edificio andremo ad analizzare i possibili cinematismi dovuti alla flessione del punto 2).

Il meccanismo di flessione verticale può interessare uno o più piani dell'edificio, in relazione alla presenza di vincoli al livello degli orizzontamenti, delle diverse geometrie dei macro-elementi (determinate dalla presenza di aperture o spinte localizzate) e da uno o entrambi i paramenti nel caso di strutture murarie a doppia cortina. La presenza in sommità di cordoli come dispositivo di connessione impedisce il ribaltamento della parete verso l'esterno. Tuttavia, questa può collassare per instabilità verticale sotto l'effetto dello scuotimento orizzontale. La struttura muraria infatti, costruita per sovrapposizione di elementi lapidei e laterizi vincolati da semplice contatto o da una malta con scarsa resistenza a trazione, sopporta gli sforzi di flessione indotti dalle azioni ortogonali al suo piano solo se lo sforzo normale mantiene la risultante interna alla sezione trasversale. In caso contrario, in quel punto si forma una cerniera cilindrica orizzontale che consente l'insorgere del cinematismo per flessione verticale. La formazione di questa cerniera divide la struttura muraria in due blocchi rigidi ed attorno alla quale ruotano sinché non arrivano al collasso.

Il meccanismo di flessione verticale si può distinguere in due casi:

- 1) la tesa muraria è individuata da tre livelli dell'edificio con due impalcati intermedi non collegati alla muratura (è frequente negli edifici che presentano solai appoggiati ed un cordolo in copertura) come riportato nella figura sotto a sinistra;
- 2) la parete è compresa tra due solai successivi, come nella figura a destra. In questo caso si parla di **Flessione verticale di parete monolitica ad un piano** ed è quello che andremo ad analizzare.

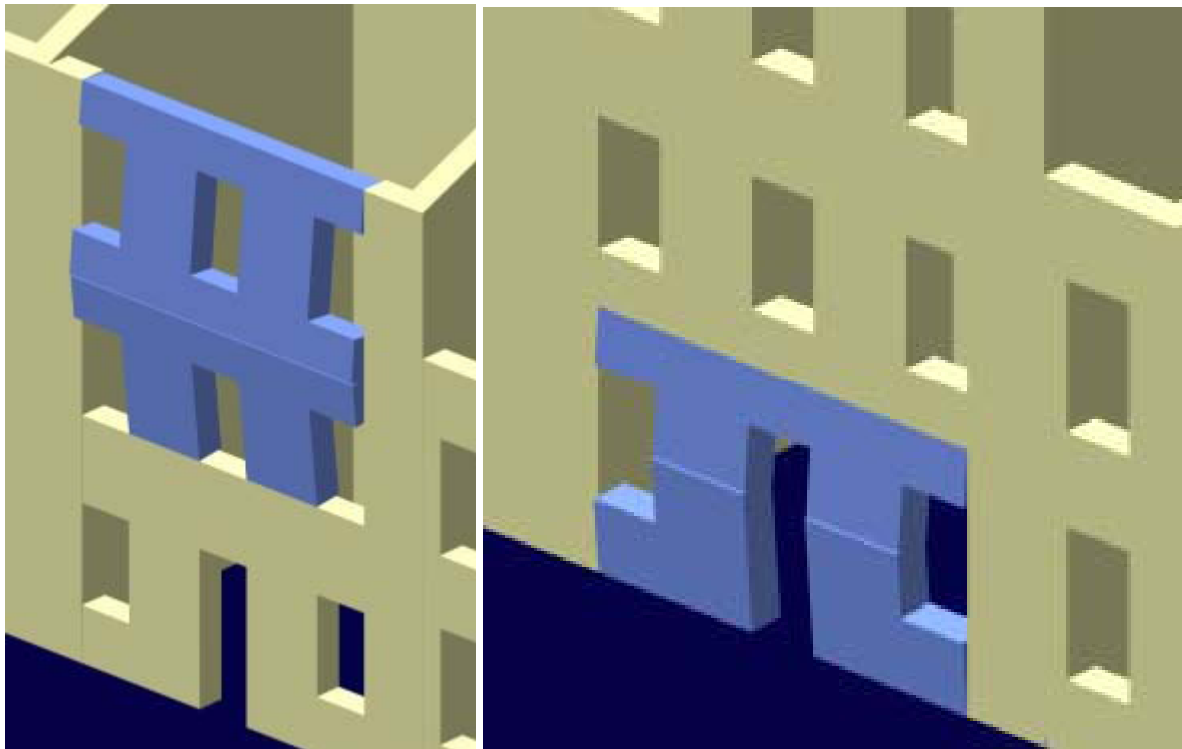


Figura. Meccanismi di Flessione verticale

Flessione verticale di parete monolitica ad un piano

La combinazione delle azioni verticali ed orizzontali sulla parete determina l'instaurarsi di una sorta di effetto arco verticale nella stessa per cui le forze orizzontali si scaricano sui vincoli agli estremi della tesa muraria. Se ci sono efficaci collegamenti, questi sopportano le reazioni vincolari orizzontali. Se le azioni orizzontali superano un certo valore, le azioni verticali non sono più sufficienti a contrastare l'effetto instabilizzante del momento flettente e ciò determina l'instaurarsi del cinematismo descritto. All'interno della tesa muraria si manifesta quindi la formazione di una cerniera cilindrica che la percorre orizzontalmente e la cui posizione verticale é a priori indeterminata.

L'analisi cinematica consiste appunto nel trovare la posizione della cerniera corrispondente al minimo valore del moltiplicatore di collasso α delle forze orizzontali che determina l'attivazione del meccanismo.

Trattando un edificio non oggetto di danneggiamento da sisma, l'analisi del coefficiente dovrebbe essere ripetuta per tutti i piani dell'edificio ai quali lo schema di "parete monolitica ad un piano" può essere applicato.

Il moltiplicatore di collasso α può essere ottenuto applicando l'equazione dei Lavori Virtuali in termini di spostamento. La **formulazione analitica** del problema cinematico, con l'indicazione delle espressioni che consentono di valutare il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sugli elementi strutturali $\alpha = \alpha_0$ (cioè il rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti

Lo schema di calcolo riportato è esplicitamente riferito alla formulazione proposta e consente una rapida individuazione del significato di ciascun termine, oltre che della configurazione geometrica assunta per il sistema, delle condizioni di vincolo ipotizzate per gli elementi della catena cinematica e delle azioni considerate agenti sui macroelementi.

L’esame dei meccanismi di collasso locali ha significato qualora le caratteristiche meccaniche del sistema murario non siano tali da consentire la disgregazione della muratura. Una volta individuato il tipo di risposta sismica dell’edificio occorre procedere alla definizione dello schema di calcolo di riferimento per il modello di analisi adottato. Questa operazione si compie attraverso la descrizione della geometria dei macroelementi che costituiscono la catena cinematica, delle condizioni di vincolo dei corpi e la determinazione delle forze su di essi agenti (pesi propri, carichi verticali portati, spinte statiche, eventuali ulteriori forze esterne, forze orizzontali prodotte dal sisma e rappresentate dalle inerzie delle masse non efficacemente trasmesse ad altre parti dell’edificio).

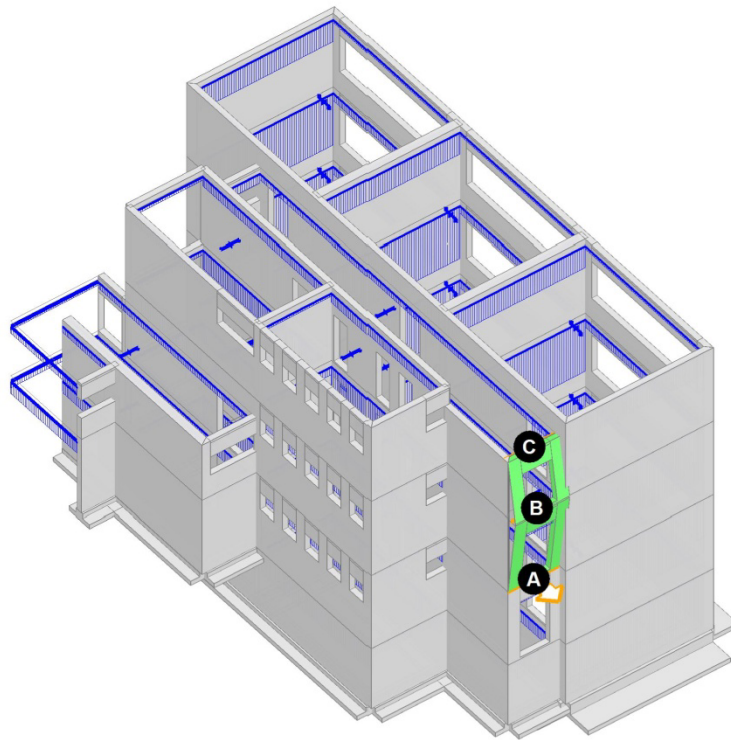
Col software PCM quello che innanzitutto si va a definire sono i *Corpi Partecipanti* e la *posizione delle Cerniere* ovvero gli assi rotazione attorno a cui le pareti devono ruotare; viene richiesta:

- una cerniera Inferiore
- una cerniera Superiore
- la posizione di un vincolo di Carrello.

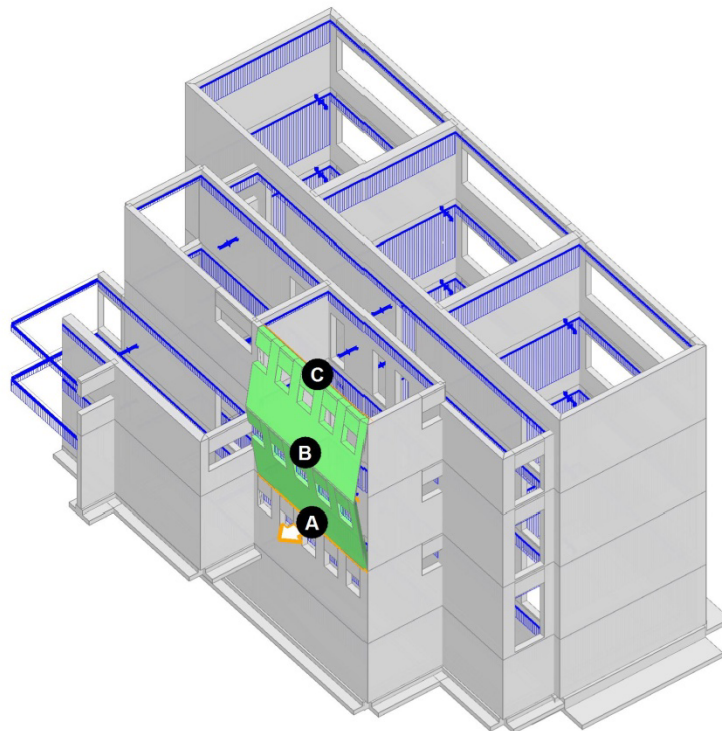
L'asse di rotazione costituisce di fatto una “cerniera” cilindrica continua attorno cui i corpi partecipanti ruotano. La posizione della cerniera può essere coincidente con lo spigolo esterno della sezione della parete, e ciò corrisponde all'ipotesi che la muratura possieda infinita resistenza a compressione; qualora invece si voglia invece considerare una resistenza a compressione “finita”, è possibile arretrare la cerniera, e tale operazione è possibile indipendentemente per l'asse di rotazione inferiore o per quello intermedio.

In seguito a queste considerazioni sono stati calcolati i seguenti meccanismi di collasso.

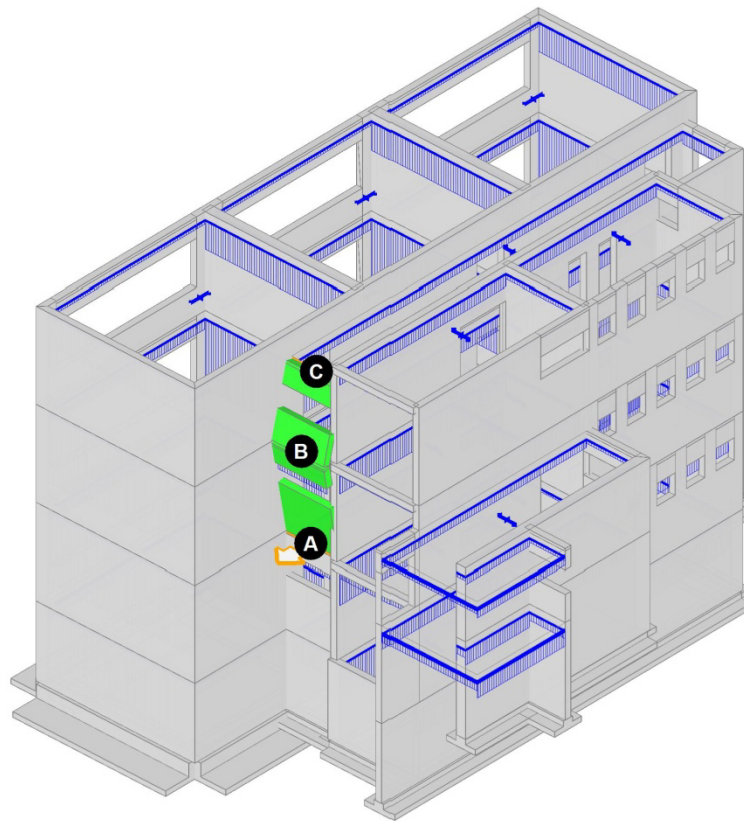
Si riportano i primi quattro meccanismi che forniscono i valori più bassi del moltiplicatore di collasso.



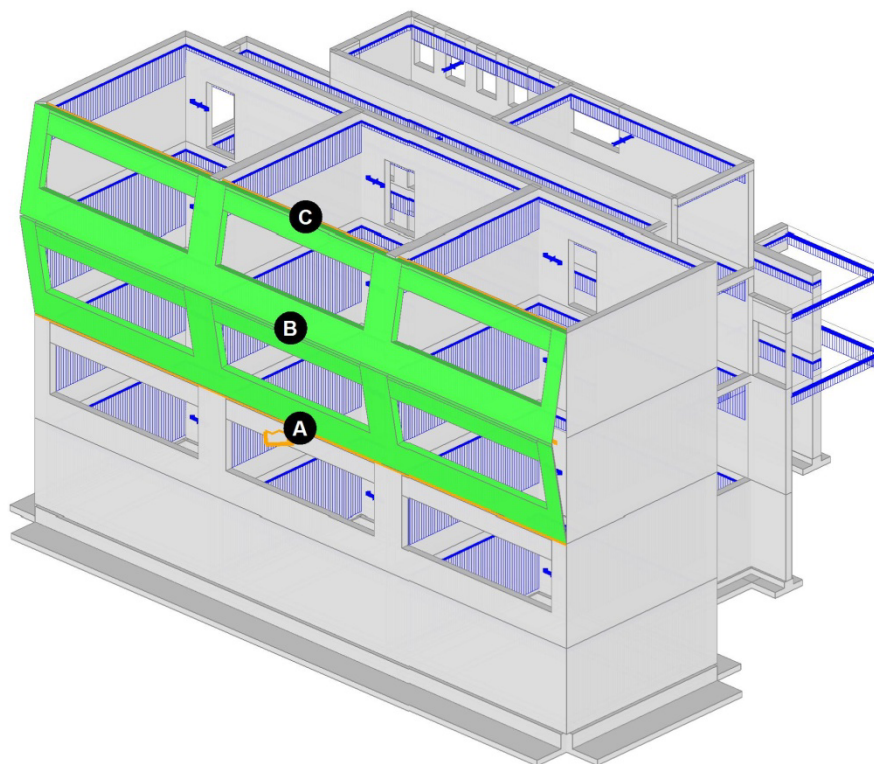
Cinematismo n. 1 – Ipotesi formazione di una cerniera plastica nel cordolo di unione fra il livello 3 e il livello 4 lato uscite di emergenza



Cinematismo n. 2 – Ipotesi formazione di una cerniera plastica nel cordolo di unione fra il livello 3 e il livello 4 lato bagni



Cinematismo n. 3 – Ipotesi formazione di una cerniera plastica nel cordolo di unione fra il livello 3 e il livello 4 nella parete del corridoio



Cinematismo n. 4 – Ipotesi formazione di una cerniera plastica nel cordolo di unione fra il livello 3 e il livello 4 nella parete delle aule

L'**Indicatore di rischio**, consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio. Per tutti gli stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV), esso può essere espresso sia in termini di PGA che di TR; i due valori non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e TR, ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1. Per gli indicatori di rischio in termini di TR può essere richiesta (come nel caso della Regione Toscana) l'espressione con elevamento a potenza al coefficiente " α " pari a 0,41 (derivato dall'analisi statistica delle curve di pericolosità a livello nazionale) al fine di ottenere una scala analoga a quella degli indicatori in PGA. Il risultato coincide con il minimo indicatore di rischio fra tutte le verifiche eseguite per lo Stato Limite considerato.

n.	descrizione	α_0	$\frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}}$	$\frac{TR_{CLV}}{TR_{DLV}}$	$\left(\frac{TR_{CLV}}{TR_{DLV}}\right)^{0,41}$
1	<i>cerniera plastica nel cordolo di unione fra il livello 3 e il livello 4 nella parete delle uscite di emergenza</i>	0,127	1,281	2,395	1,431
2	<i>cerniera plastica nel cordolo di unione fra il livello 3 e il livello 4 nella parete dei bagni</i>	0,124	1,219	2,025	1,335
3	<i>cerniera plastica nel cordolo di unione fra il livello 3 e il livello 4 nella parete del corridoio</i>	0,129	1,412	3,476	1,667
4	<i>cerniera plastica nel cordolo di unione fra il livello 3 e il livello 4 nella parete delle aule</i>	0,130	1,375	3,118	1,594
5	<i>flessione lungo la linea dell'apertura della finestra singola del bagno al livello 3</i>	0,278	1,412	3,476	1,667
6	<i>flessione lungo la linea dell'apertura della porta di emergenza al livello 1</i>	0,271	1,412	3,476	1,667
7	<i>flessione lungo la linea dell'apertura della finestra delle aule al livello 1</i>	0,786	1,412	3,476	1,667
8	<i>cerniera plastica a livello del cordolo nelle aule al livello 2, a seguito della deformata modale</i>	0,139	1,412	3,476	1,667
9	<i>cerniera plastica a livello del cordolo nel muro ovest al livello 2, a seguito della deformata modale</i>	0,138	1,412	3,476	1,667
10	<i>cerniera plastica a livello del cordolo nel muro est al livello 2, a seguito della deformata modale</i>	0,138	1,412	3,476	1,667
11	<i>cerniera plastica a livello del cordolo nel muro sud al livello 2, a seguito della deformata modale</i>	0,138	1,269	2,309	1,409

12	<i>flessione lungo la linea dell'apertura della finestra delle aule al livello 3 del singolo maschio murario fra le aperture</i>	0,515	1,412	3,476	1,667
13	<i>flessione lungo la linea dell'apertura della finestra delle aule al livello 3 del singolo maschio murario fra le aperture</i>	0,181	1,412	3,476	1,667

dove:

n : numero consecutivo del cinematismo

α_0 : moltiplicatore di collasso

PGA_{CLV} / PGA_{DLV} : indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR_{CLV} / TR_{DLV} : indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

$(TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0.41}$: indicatore di Rischio Sismico in termini di TR per SLV, su scala comparata a PGA

La valutazione di tutte le grandezze richieste dal modello di analisi consente quindi di definire, mediante l'elaborazione, l'entità dell'azione sismica che attiva il cinematismo esaminato attraverso il calcolo del moltiplicatore $\alpha = \alpha_0$ delle azioni orizzontali e della PGA di confronto per le **verifiche**.

CAP. 8 INTERVENTI

✓ Inserimento di architravi

Nel capitolo precedente si è evidenziata la necessità di inserire elementi resistenti a trazione nelle fasce murarie interne dell'edificio. Queste aperture, infatti, sono sprovviste di qualsiasi elemento contenitivo inferiormente, per cui si è ipotizzato l'inserimento di due profili in acciaio HEA 100.

Questo intervento ha come oggetto le aperture dei bagni, di luce 0,80 m, e le aperture per accedere alle aule, di luce 1,20 m. Questa distinzione ci porta a considerare un differente ammortamento per motivi di spazio tra le aperture tra loro vicine.

Per il calcolo delle architravi si è ipotizzata una distribuzione dei carichi secondo un arco di scarico nella parte superiore dell'apertura, schematizzandolo successivamente in un triangolo equilatero. In base a tale considerazione si è calcolata l'altezza per la quale gravano il peso della muratura e la larghezza per la quale si ha l'incidenza del solaio. Per fare questo ci siamo riportati a due condizioni di carico, la prima relativa al cosiddetto piano tipo e la seconda relativa all'ultimo piano. Questa suddivisione è stata motivata dalla diversa quota di interpiano del solaio di copertura, inferiore rispetto a quella dello schema tipo, comportando una diversa distribuzione dei carichi (dovuti alla diversa larghezza di incidenza del solaio e alla presenza dei muretti perimetrali sul tetto).

Per quanto riguarda i bagni

- piano tipo :	larghezza di incidenza del solaio	0,43 m
	altezza incidenza muratura	0,50 m
- piano ultimo :	larghezza di incidenza del solaio	0,80 m
	altezza incidenza muratura	0,60 m

mentre per le aule si ha

- piano tipo :	larghezza di incidenza del solaio	0,83 m
	altezza incidenza muratura	0,50 m
- piano ultimo :	larghezza di incidenza del solaio	1,20 m
	altezza incidenza muratura	0,95 m

				Bagno		Aule	
				p.terra	p.ultimo	p.terra	p.ultimo
Carichi gravanti per unità di superficie	G ₁	[kN/m ²]	2.56	1.10	2.05	2.12	3.07
	G ₂	[kN/m ²]	2.20	0.95	1.76	1.83	2.64
	G _{muratura}	[kN/m ³]	15	1.88	2.25	1.88	3.56
	Q _{k,C}	[kN/m ²]	3	1.29	-	2.49	-
	Q _{k,H}	[kN/m ²]	0.50	-	0.40	-	0.60
	Q _{k,neve}	[kN/m ²]	0.54	-	0.43	-	0.65
	F _d	[kN/m]		7.22	8.88	11.67	13.56

Dalla tabella si evince che la condizione di carico peggiore si ha all'ultimo piano. La fase di verifica si eseguirà considerando tale distribuzione dei carichi e come schema di calcolo quello di una trave semplicemente appoggiata.

Dati tecnici

Un profilo HE100A in acciaio S235 (quindi con una resistenza caratteristica f_{yk} pari a 235 N/mm²) ha le seguenti caratteristiche:

- Classe 1
- peso proprio 16,67 daN/mm²
- modulo di resistenza plastico $W_{pl,Rd} = 82,2 \text{ cm}^3$
- area resistente a taglio $A_v = 755,61 \text{ mm}^2$

Per quanto riguarda la muratura invece, la resistenza da considerare sarà quella risultante dalle prove divise per il fattore di confidenza FC, pari a 1,35, e il coefficiente parziale di sicurezza γ_M che troviamo all'interno della Tabella 4.5.II delle NTC. Trattandosi di muratura esistente, a favore di sicurezza prenderemo il valore 3, per cui $f_d = 208,64 \text{ kN/m}^2$.

Le verifiche eseguite sono state condotte secondo il **§4.2.4.1.2 Resistenza delle membrature**

1) Verifica a Compressione sulla muratura

Questa verifica è la prima da fare per avere un'idea della lunghezza di ammorsamento della trave all'interno della muratura.

Partiamo con una lunghezza di ancoraggio pari a 20 cm. Così facendo la luce della trave del bagno risulta 1,2 m mentre quella della aule 2,2 m.

Una volta calcolata la risultante e spalmata sulla superficie di muratura si ha che:

$$\sigma_{bagno} = 110,51 \frac{kN}{m^2} < f_d$$

$$\sigma_{aule} = 305,59 \frac{kN}{m^2} > f_d$$

Mentre 20 cm sono sufficienti per il bagno, la stessa cosa non vale per le aule. Affinché questa verifica risulti, dobbiamo effettuare un ammorsamento di ben 35 cm. La luce della trave diviene 2,5 m e la tensione di compressione risulta esser pari a

$$\sigma_{aule} = 198,43 \frac{kN}{m^2} < f_d$$

2) Verifica a flessione

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

Per le sezioni di Classe 1 e 2 vale

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 36,79 \text{ kN m}$$

Andando a calcolare i momenti sollecitanti delle aperture si hanno i seguenti valori:

$$M_{Ed,AULE} = 10,59 \text{ kN m}$$

$$M_{Ed,BAGNI} = 1,60 \text{ kN m}$$

quindi per questa verifica i profili soddisfano i requisiti.

3) Verifica taglio

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$$

La resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$ in assenza di torsione vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = 97,64 \text{ kN}$$

Calcolando i tagli sollecitanti delle aperture si hanno i seguenti valori:

$$V_{Ed,AULE} = 16,95 \text{ kN m}$$

$$V_{Ed,BAGNI} = 5,33 \text{ kN m}$$

Anche la verifica a taglio è soddisfatta.

4) Verifica a deformazione

Affinché i profili soddisfino tale verifica, il valore della freccia in mezzzeria dovrà risultare inferiore ad 1/500 della luce. Come detto all'inizio, lo schema di calcolo è quello di trave semplicemente appoggiata, quindi applicando la formula

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E J}$$

Dopo aver svolto i calcoli abbiamo che:

$$\delta_{AULE} = 4,60 \text{ mm} < \delta_{\max} = 5 \text{ mm}$$

$$\Delta_{BAGNI} = 0,16 \text{ mm} < \delta_{\max} = 2,4 \text{ mm}$$

5) Verifica per azioni concentrate

Questa verifica si trova all'interno dell'Eurocodice 6 al Punto 6.1.3: *"Il valore di progetto di un carico verticale concentrato applicato ad una parete di muratura, N_{Edc} , deve essere minore o uguale al valore di progetto della resistenza ai carichi verticali concentrati della parete, N_{Rdc} , in modo che risulti $N_{Edc} < N_{Rdc}$. "*

Quando una parete è soggetta a carico concentrato, il valore di progetto della resistenza ai carichi verticali è dato da

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d$$

con

$$\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c}\right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}}\right) > 1, \text{ fattore di miglioramento per carichi concentrati:}$$

a_1 è la distanza dalla fine della parete al bordo più vicino all'impronta del carico;

h_c è l'altezza della parete al livello del carico;

A_b è l'area dell'impronta del carico;

A_{ef} è l'area portante effettiva, cioè $l_{efm} \times t$, l_{efm} è la lunghezza effettiva della parte portante, determinata a metà altezza della parete o del pilastro di rinforzo e t è lo spessore del muro tenendo conto della profondità delle rientranze nei giunti maggiori di 5 mm;

il rapporto tra queste due ultime grandezze non deve risultare inferiore a 0,45.

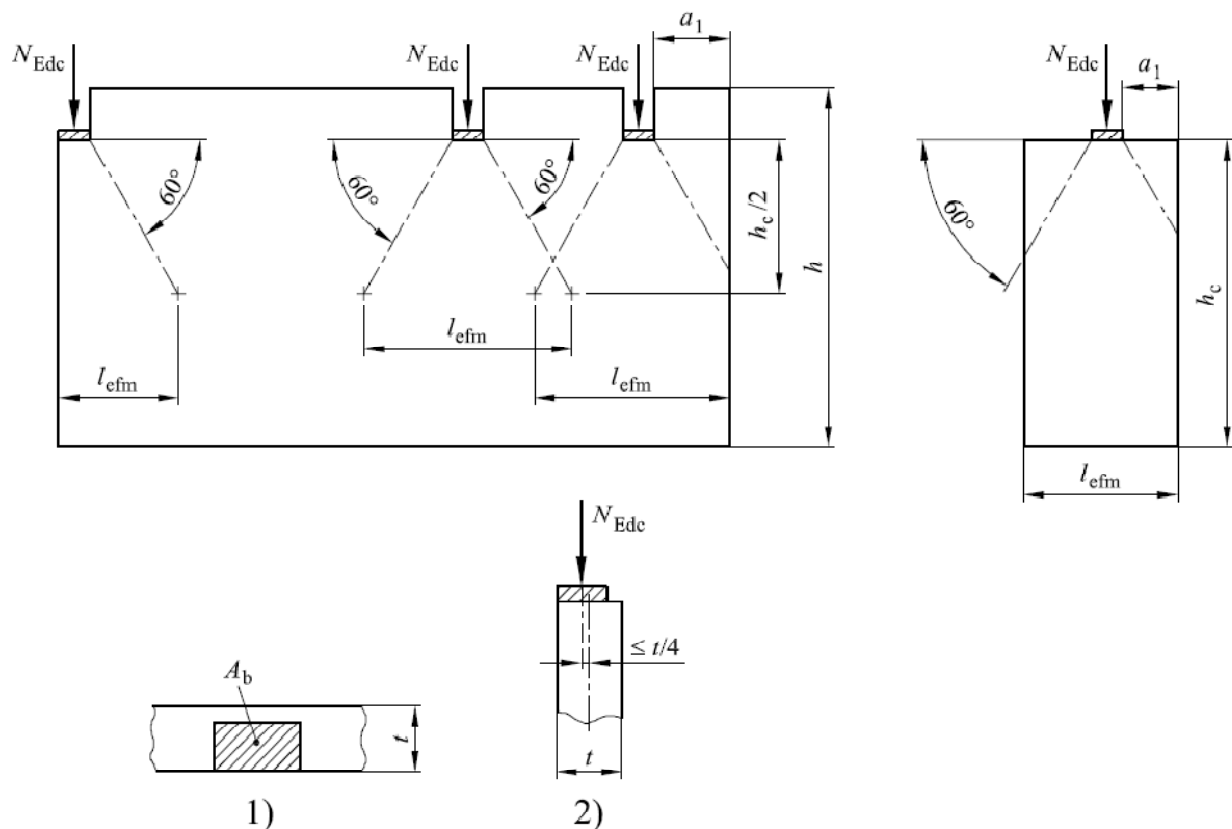


Figura 6.2 dell'Eurocodice 6. 1) Pianta 2) Sezione

Si riportano i calcoli effettuati.

Fattore di confidenza per LC1:	FC	1.35	Mpa
Coeff. parziale di sicurezza par. 7.8.1.1 NTC	γ_M	3	Mpa
Coeff. parziale di sicurezza per verifiche alle tensioni	γ_M	4.2	Mpa
Resistenza media a taglio della muratura:	f_{vm0}	0.364	Mpa
Resistenza a compressione media della muratura:	f_m	8.45	Mpa
Resistenza a compressione caratteristica della muratura:	f_k	8.45	Mpa
Resistenza a compressione di progetto della muratura per verifiche SLU:	f_{d1}	2.09	Mpa
Resistenza a compressione di progetto della muratura per verifiche alle tensioni:	f_{d2}	1.49	Mpa
Azione concentrata:		F_d	1736.28 daN
Lati elemento di appoggio:	L_1	25.00	cm
	L_2	35.00	cm
Area di appoggio:	A_c	875.00	cm ²
Coefficiente di riduzione dei carichi:	b_c	1.00	
Resistenza di calcolo:	$N_{R,dc}$	18256.17	daN
	$N_{R,dc} > F_d$	VERIFICA	
Verifica tensionale:			
Tensione trasmessa alla muratura:	σ	0.20	Mpa
	$f_{d2} > \sigma$	VERIFICA	

Inserendo questo intervento all'interno del programma PCM e avviando la procedura di analisi, il risultato della verifica a Pressoflessione Complanare si è così modificato.

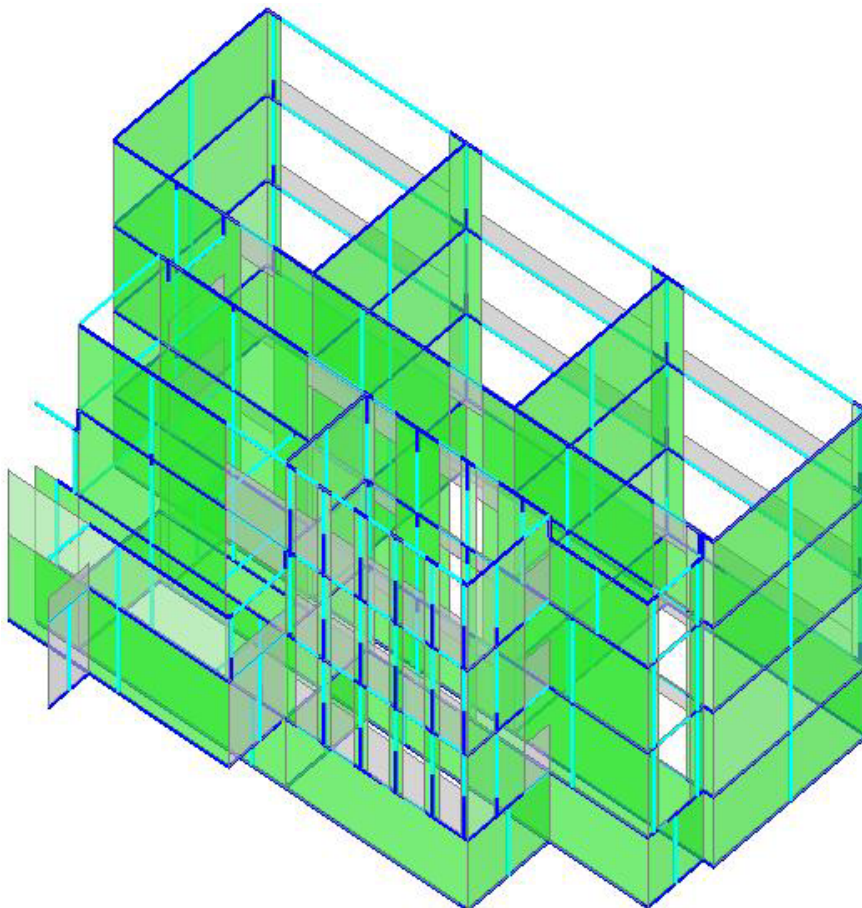


Figura.
Risultato della
Pressoflessione
Complanare dopo
l'inserimento di architravi a
sostegno delle aperture

✓ Reticolatus

Antonio Borri, Marco Corradi, Emanuela Speranzini, Andrea Giannantoni

La tecnica di rinforzo è particolarmente idonea per costruzioni murarie in pietra dove è richiesto il mantenimento della muratura faccia-vista. La tecnica consiste nell'inserimento nei giunti di malta di un reticolato continuo di piccoli trefoli in acciaio UHTSS, i cui nodi sono fissati mediante barre metalliche trasversali al paramento murario. Il risultato è quello di una muratura armata, per la quale si ha, come già confermato dalle prime sperimentazioni, un incremento della resistenza a compressione, a taglio e a flessione e un efficace collegamento trasversale tra i paramenti della muratura. L'intervento risulta poco invasivo, reversibile, inteso ad integrare la muratura e non a sostituirla, compatibile con la conservazione materica del manufatto e durevole, dato l'impiego di materiali ad elevata durabilità.

La tecnica in oggetto si propone sia autonomamente, sia come integrativa di altre tecniche (ad esempio le iniezioni) e può fornire contributi sia nei confronti di sollecitazioni dinamiche di tipo sismico, sia di azioni statiche verticali.

Materiali impiegati e requisiti richiesti

Per la realizzazione sono impiegati i seguenti materiali:

- a. trefoli in acciaio UHTSS (Ultra High Tensile Strength Steel), ricavabili da rotoli presenti sul mercato. I rotoli, larghi circa 30 cm e della lunghezza variabile (da 15 m fino a 1500 m) sono costituiti da una serie di trefoli disposti parallelamente tra loro e tenuti insieme da una maglia in poliestere. Risulta quindi semplice sfilare dal nastro i trefoli per poterli quindi utilizzare singolarmente. E possibile comunque servirsi anche di altri materiali, quale ad esempio materiali compositi (funi o trefoli) o funi di acciaio zincato, purché applicabili con malta cementizia o a base di calce;
- b. barre di acciaio zincato filettate all'estremità, che, mediante una apposita rondella con rostri e un dado di chiusura, consentono di trattenere il trefolo all'interno del giunto di malta. In alternativa possono essere usati dei "fittoni" in acciaio zincato, anche questi disponibili sul mercato, normalmente impiegati nelle "ferrate" (percorsi su roccia) per aggrapparsi alle pareti rocciose. Si tratta essenzialmente di paletti a punta che possono essere infissi nel paramento, ed hanno all'estremità un gancio o un anello attraverso il quale si può far passare un cavetto. La caratteristica più interessante dei trefoli UHTSS risiede nel fatto che la dimensione molto ridotta (diametro medio tipico del trefolo: 1 mm) e la forma stessa dei trefoli, ottenuti avvolgendo tra loro elicoidalmente i singoli cavi di acciaio (tipicamente 3-4 cavi) portano ad una elevata aderenza e compatibilità tra i trefoli e la malta che li avvolge, garantendo così un ottimo comportamento meccanico dell'insieme "pietra-malta-trefolo". Inoltre, le ridotte dimensioni consentono di curvare agevolmente e a piacimento i trefoli, per farli passare nei giunti tra i vari elementi lapidei costituenti la muratura. Per quanto concerne la compatibilità chimica dei materiali sopraelencati, sono state condotte alcune prove di corrosione

che hanno dimostrato la possibilità di utilizzo di tali materiali anche con malta a base di calce.

La tecnica e il campo di applicazione

Il sistema di rinforzo, a cui è stato dato il nome "Reticolatus", consiste nella scarnitura dei giunti di malta per una profondità di 6-8 cm, nell'inserimento nei giunti di malta di una maglia continua costituita dai sottili trefoli in acciaio UHTSS i cui nodi sono fissati mediante barre metalliche trasversali al paramento murario e nel rabbocco di malta cementizia o a base di calce andando a ricoprire completamente sia i trefoli che le teste dei fittoni o delle barre. Gli elementi trasversali (barre filettate in acciaio zincato o fittoni), tipicamente in numero minimo di 4 a metro quadro e comunque in funzione delle necessità progettuali, sono disposti per quanto possibile in modo regolare secondo una maglia quadrata ed inseriti fino ad interessare 15-20 cm (per gli interventi di rinforzo delle facce esterne) oppure arrivando ad almeno i due terzi dello spessore del paramento murario, nel caso in cui si vuole ottenere anche un collegamento tra i paramenti. L'inserimento sulla faccia su cui si lavora avviene all'interno dei giunti di malta ed il perforo, in ogni caso, deve rimanere contenuto nello spessore murario per almeno 7-8 cm. La testa deve restare all'interno della faccia su cui si sta lavorando per almeno 3-4 cm. Poiché i lati della rete sono flessibili e passano nei ganci o negli anelli degli elementi trasversali senza essere solidali a questi ultimi, è possibile disporli precisamente lungo i giunti (precedentemente scarniti) degli elementi costituenti la muratura, qualunque ne sia l'andamento.

L'ampiezza della maglia è condizionata dalle dimensioni e dalla forma degli inerti, ed in generale sarà non superiore allo spessore murario. Valori, per le murature irregolari tipiche dell'Italia centrale, possono essere compresi tra 30 e 50 cm. Le dimensioni ridotte degli elementi di rinforzo ed il loro agevole inserimento nei giunti di malta consentono di realizzare un intervento diffuso che evita nocive e pericolose concentrazioni di sollecitazioni. Per quanto riguarda la parte inferiore del pannello, i trefoli possono essere efficacemente ancorati girandoli intorno agli elementi lapidei alla base del pannello stesso o collegati alla fondazione (se esistente) attraverso perfori o connettori, a seconda dei casi.

In sommità i trefoli possono essere collegati con il cordolo (se presente) oppure, ad esempio nelle mura di cinta, girati sul coronamento per andare ad interessare l'altra faccia del muro. Lo "scheletro armato" della maglia continua inserita nella muratura, oltre a rinforzare il pannello murario, va a collegare tra loro i diversi elementi murari contigui (pannelli ortogonali adiacenti, orizzontamenti, fondazioni, etc.) costituendo quindi un vero e proprio sistema di rinforzo dell'intera fabbrica muraria, specie se proposto come integrativo delle attuali tecniche "tradizionali" di intervento.

Dal punto di vista meccanico si possono riconoscere, i seguenti possibili benefici attesi:

- 1) gli incrementi delle caratteristiche meccaniche: sia della resistenza a compressione, che di quella a taglio, come anche delle capacità flessionali per azioni nel piano e ortogonali al piano della muratura;

- 2) la capacità di collegare, in modo diffuso, le lesioni, le pareti verticali tra loro e le pareti verticali con gli orizzontamenti;
- 3) la possibilità di fornire alla muratura quella resistenza a trazione che nel caso di murature irregolari (dove spesso si hanno giunti verticali allineati) non riesce a beneficiare nemmeno dell'effetto catena presente nelle murature regolari con ortostati e giunti ben sfalsati;
- 4) il collegamento trasversale tra i paramenti della muratura, essendo i fittoni o le barre trasversali disposti come diatoni artificiali capaci di dare monoliticità al pannello murario, opponendosi al distacco tra i paramenti e fornendo una adeguata resistenza a trazione (necessaria anche in presenza dei soli carichi verticali) e a taglio (necessaria nel caso di azioni che tendano a far ribaltare il pannello murario, e quindi a far scorrere tra loro i paramenti). Il sistema proposto può essere utilizzato per murature irregolari, sia a livello locale, ad esempio per singoli pannelli murari di edifici esistenti (mura di cinta, mura urbiche, etc.), sia a livello globale, ovvero come sistema di rinforzo di una costruzione in muratura nel suo comportamento di insieme, con particolare, ma non esclusivo, riferimento al comportamento in presenza di sisma. Risulta particolarmente indicato per le murature faccia a vista di edifici vincolati ai sensi della legge di tutela degli edifici e dei manufatti in genere di interesse storico e architettonico, essendo sostanzialmente reversibile, limitatamente invasivo, durevole, in grado di integrare la muratura e non di sostituirla, e quindi compatibile con la conservazione materica del manufatto.

Modellazione e Verifiche

Al fine di progettare un intervento di rinforzo di un pannello murario con il sistema proposto, si pensi che, sotto carichi verticali e orizzontali, i meccanismi di collasso possono sostanzialmente essere riassunti in: taglio per scorrimento, taglio per fessurazione diagonale e flessione per azioni nel piano e fuori piano del pannello.

I trefoli in acciaio disposti in modo diffuso su entrambe le superfici esterne del pannello contribuiscono a rinforzare la muratura per contrastare il formarsi di tali meccanismi di collasso. Si realizza quindi una vera e propria muratura armata dove gli sforzi di compressione sono assorbiti dalla muratura in pietra e quelli di trazione dai trefoli. Per il dimensionamento/verifica degli elementi di rinforzo, si può ricorrere allo studio della generica sezione avvalendosi dell'ipotesi di sezione piana garantita dalla monoliticità che il pannello assume a seguito dell'inserimento degli elementi trasversali, fittoni e barre filettate.

Pressoflessione

La verifica a pressoflessione, sia per azioni nel piano che fuori piano del pannello, può essere condotta come per una qualsiasi sezione eterogenea assumendo un diagramma delle tensioni di compressione pari a $0,85 f_{md}$ ed esteso alla porzione di sezione profonda il 60-80% della distanza dell'asse neutro dalla lembo compresso fino ad un limite massimo che dipende dallo spessore della paretina compressa e dalla profondità di scarnitura. Mediamente se la profondità della scarnitura è di 6-8 mm il limite può essere stimato in 10-12 mm.

Nella flessione per azioni fuori piano del pannello allo sforzo di trazione contribuiscono allo stesso modo tutte le armature disposte sulla parete tesa.

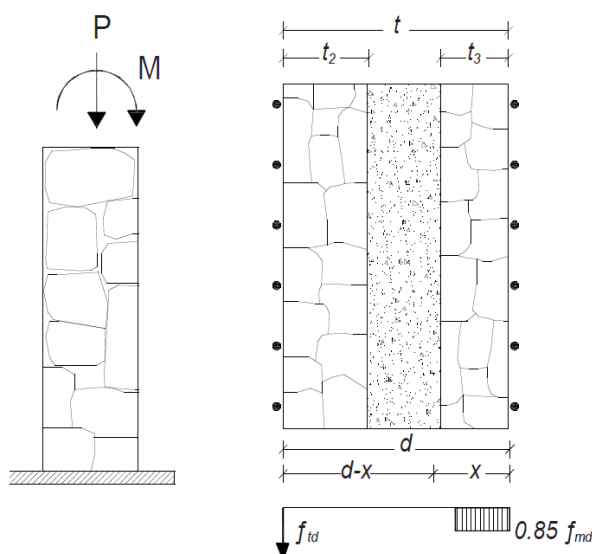


Figura. Schema di calcolo Pressoflessione fuori piano

Per la flessione nel piano, le armature della zona tesa reagiscono in modo diverso secondo la loro posizione; il loro contributo può essere calcolato concentrando l'area dei trefoli reagenti nel loro baricentro.

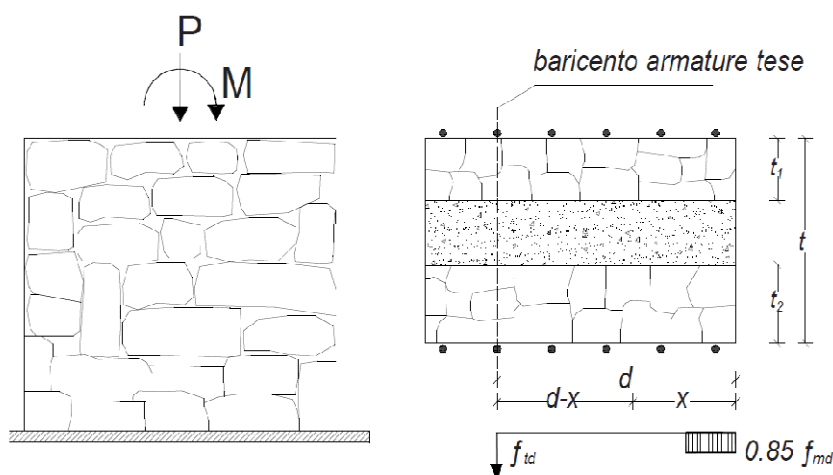


Figura. Schema di calcolo Pressoflessione nel piano

Taglio

Per la verifica a taglio, essendo garantita la formazione del traliccio resistente dalla presenza delle armature verticali, la resistenza di progetto è fornita dalla somma del contributo a taglio della muratura $V_{Rd,m}$ e dal contributo a taglio conseguente alla resistenza a trazione dei rinforzi $V_{Rd,t}$ (v. Linee guida CNR-DT 200/2004):

$$V_{Rd} = V_{Rd,m} + V_{Rd,t} = d t \left(\frac{f_{vd}}{\gamma_{Rd}} \right) + 0,6 d A_{tw} \left(\frac{f_{td}}{\gamma_{Rd}} \right) \frac{1}{p_t}$$

dove:

d è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dei trefoli a flessione

t è lo spessore della parete reagente a taglio

A_{tw} area dei trefoli disposti parallelamente all'azione di taglio

p_t passo medio di trefoli

f_{vd} e f_{td} rappresentano la resistenza di progetto rispettivamente della muratura e dei trefoli

γ_{Rd} è il coefficiente parziale per i modelli di resistenza.

Il meccanismo di taglio scorrimento diventa di rilievo nelle pareti isolate dove si genera una limitata resistenza di attrito causa l'esigua entità del carico assiale. In tale meccanismo hanno un ruolo essenziale i trefoli verticali che impediscono lo scorrimento lungo i ricorsi orizzontali di malta di una parte di muratura rispetto all'altra, quando la spinta orizzontale ha superato la resistenza d'attrito lungo il giunto di malta.

La resistenza a taglio per scorrimento del pannello rinforzato deriva dalla combinazione di due meccanismi resistenti: il contributo trasmesso per attrito dalla muratura $V_{Rd,m}$ e il contributo conseguente alla resistenza a trazione dei rinforzi $V_{Rd,ts}$.

Per una verifica cautelativa, la resistenza a taglio per scorrimento può essere valutata utilizzando la seguente relazione (Tassios 1988):

$$V_{Rd,scorr} = 1,3 A_{tw} \left(\frac{1}{\gamma_{Rd}} \right) (f_{td} f_{md})^{0,5}$$

dove:

A_{tw} è l'area dei trefoli perpendicolari all'azione di taglio

f_{md} è la resistenza di progetto a compressione della muratura.

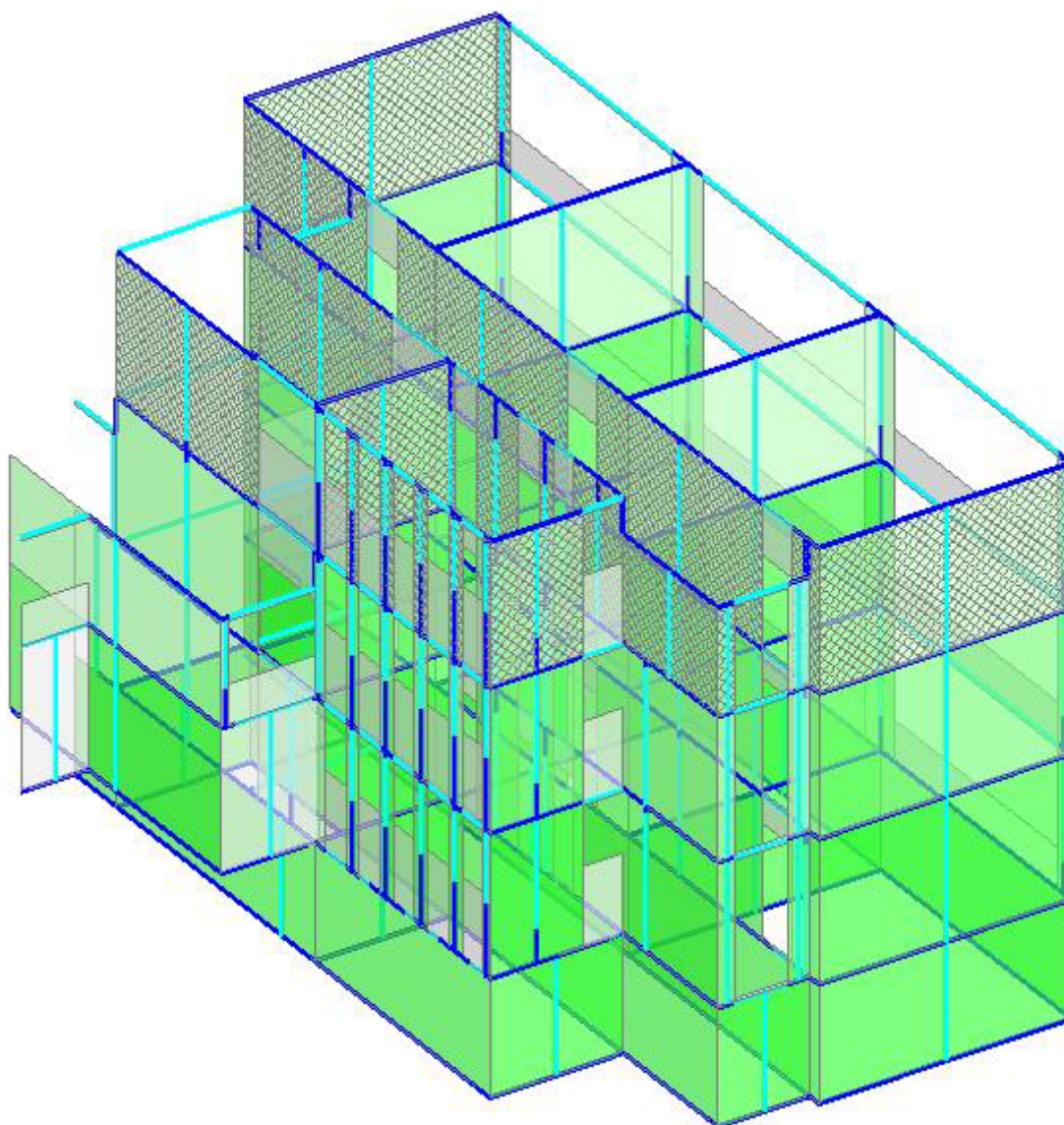


Figura. Risultato analisi Pressoflessione fuori piano con intervento "Reticolatus"

Il sistema proposto può essere utilizzato sia a livello locale, ovvero per singoli pannelli murari di edifici esistenti o anche per mura di cinta, sia a livello globale, ovvero come sistema di rinforzo di una intera costruzione in muratura nel suo comportamento di insieme.

L'intervento risulta poco invasivo, ampiamente reversibile, inteso ad integrare la muratura e non a sostituirla, compatibile con la conservazione materica del manufatto, durevole (dato l'impiego di materiali ad elevata durabilità) e quindi risulta particolarmente indicato nel caso di murature faccia a vista di edifici vincolati ai sensi della legge di tutela degli edifici e dei manufatti in genere di interesse storico e architettonico.

Le prove condotte hanno evidenziato sostanziali miglioramenti del comportamento meccanico della muratura così rinforzata, dimostrando che la ristilatura profonda dei giunti armata con fibre metalliche è in grado di incrementare significativamente sia le resistenze (a compressione e a taglio) sia le caratteristiche elastiche (E, G).

La facilità di esecuzione e il semplice dimensionamento dell'intervento lo rendono utilizzabile per qualsiasi tipo di muratura.

✓ Intonaco armato

Questo tipo di intervento ci viene incontro nel caso di verifica non soddisfatta a taglio sia per scorrimento che per fessurazione diagonale. L'intervento consiste nell'inserimento di una rete metallica lungo l'intera superficie della parete per poi ricoprirla con uno strato di intonaco detto "*betoncino*" con caratteristiche tecniche differenti (e soprattutto superiori).

Questo intervento consente di migliorare le caratteristiche meccaniche della parete in termini sia di resistenza che di rigidezza. Il consolidamento si presta molto bene per murature costituite da mattoni pieni in laterizio e murature costituite da pietrame. Affinché il consolidamento sia efficace, è fondamentale che le lastre in calcestruzzo siano presenti su entrambi i lati della parete e che siano rese solidali dalla presenza di connettori trasversali.

Questa tecnica di consolidamento presenta sia aspetti positivi che negativi che la rendono non sempre applicabile.

Tra i vantaggi citiamo:

- L'incremento di resistenza della parete sia nel piano che fuori piano;
- Elimina gli effetti di eventuali lesioni isolate;
- Facilità di esecuzione (non è richiesta una manovalanza specializzata);
- Non altera lo stato tensionale della muratura;
- L'economicità dell'intervento;
- La facile reperibilità dei materiali.

Il consolidamento presenta anche numerosi svantaggi:

- Non è applicabile su edifici di particolare interesse storico e monumentale o su pareti con particolari affreschi o stucchi;
- Riduce la possibilità di deformazione della parete;
- Se non ben protetti, le parti metalliche dell'intervento sono soggetti a corrosione;
- Altera la distribuzione dei carichi sismici per effetto della maggiore rigidezza;
- Incremento della massa della struttura;
- Altera l'isolamento termico e la traspirabilità della muratura;
- Rende più difficoltosa la realizzazione degli impianti.

In definitiva, come già accennato, tale tecnica è efficace solo nel caso in cui:

- l'intonaco armato venga realizzato su entrambi i paramenti;
- siano posti in opera i necessari collegamenti trasversali (barre iniettate) bene ancorati alle reti di armatura.

È inoltre fondamentale curare l'adeguata sovrapposizione dei pannelli di rete elettrosaldata, in modo da garantire la continuità dell'armatura in verticale ed in orizzontale.

PRESCRIZIONI DI NORMATIVA

Per le diverse tipologie di muratura, la Circolare fornisce dei coefficienti correttivi da applicare sia ai parametri di resistenza che ai moduli elastici.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversali	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5		1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con parametro di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenile, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tali coefficienti vanno applicati:

- alle Resistenze - f_m , τ_0 ;
- ai moduli elastici - E e G

Vediamo che cambiamenti comporta l'inserimento dell'intonaco armato.

Per quanto riguarda la **Resistenza nel piano** dei maschi murari si ha:

- 1) aumentano E, G e J \rightarrow aumento della rigidezza k

$$k = \frac{1}{\frac{h^3}{12 E J} + \frac{1,2 h}{G A}}$$

- 2) aumentano f_d e t \rightarrow aumenta la Resistenza a Pressoflessione come in **Figura a)**

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d} \right)$$

3) aumentano t e $\tau_{0d} \rightarrow$ aumenta la Resistenza a Taglio come in **Figura b)**

$$V_u = l t 1,5 \frac{\tau_{0d}}{b} \sqrt{\left(1 + \frac{\sigma_0}{1,5 \tau_{0d}}\right)}$$



Figura. Miglioramento dell'elemento in caso di inserimento intonaco armato

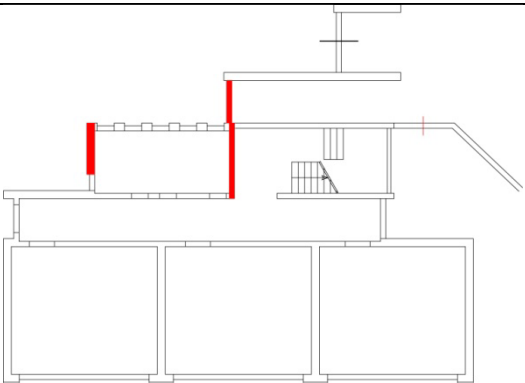
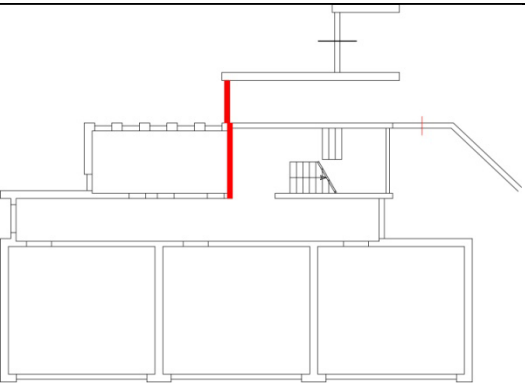
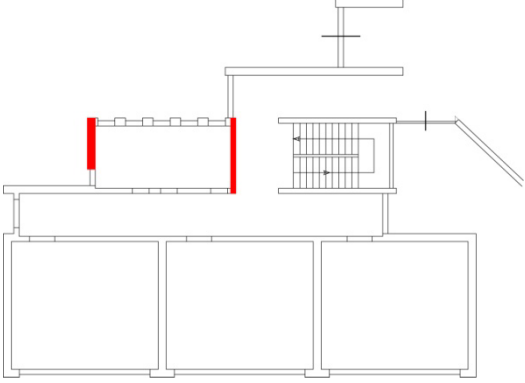
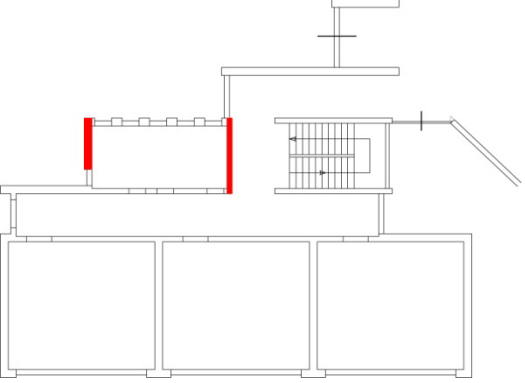
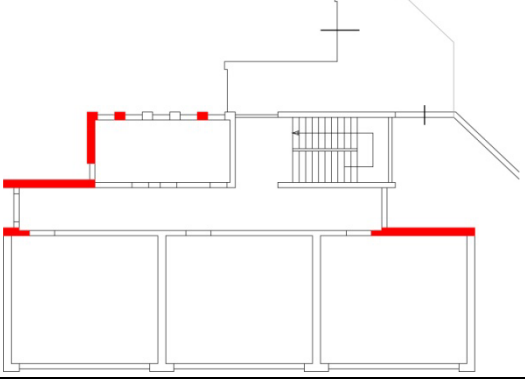
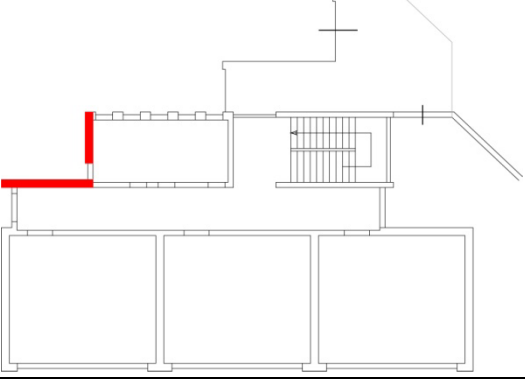
Dal grafico sopra si può dedurre che in caso di **pressoflessione** l'intervento è efficace per grandi valori dello sforzo normale, mentre per quanto riguarda lo sforzo a **taglio** si può affermare che esso è efficace per tutti i valori dello sforzo normale.

Ogni ditta in commercio ovviamente ha la sua composizione tipica. Da una ricerca si è visto che il peso specifico medio si aggira intorno ai 16-17 kN/m³; per cautela, le considerazioni di intervento si rifanno ad un peso specifico di 15 kN/m³.

Il procedimento seguito si è basato su step di spessori in quanto l'intonaco armato va ad aumentare la rigidità della parete, quindi più rigidità uguale più carico che la parete si prende, per cui la soluzione migliore va ricercata per piccoli passi.

Le pareti che non verificano, come abbiamo visto all'inizio, si rifanno prettamente a muri di controvento in direzione Y. Tale direzione è anche quella di orditura dei solai, quindi si presuppone che un motivo di non verifica sia dovuto al poco carico gravante.

Nella tabella seguente si può vedere quale è la situazione in pianta. Si riportano solo tre dei quattro livelli poiché quello al piano terra risulta verificato.

	Taglio per scorrimento	Taglio per Fessurazione diagonale
Livello 2		
Livello 3		
Livello 4		

Come già anticipato, i muri del blocco esterno non vengono considerati poiché fuori dal loro contesto strutturale effettivo, mentre i maschi murari dell'ultimo piano risultano verificati con l'inserimento del Reticolatus.

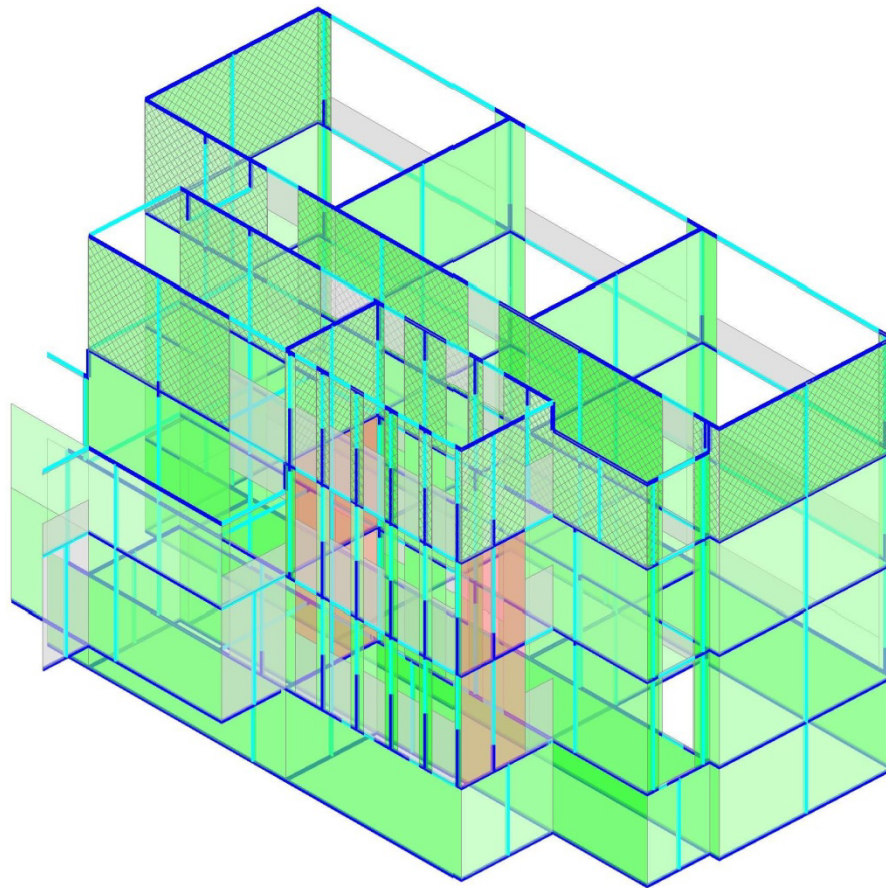
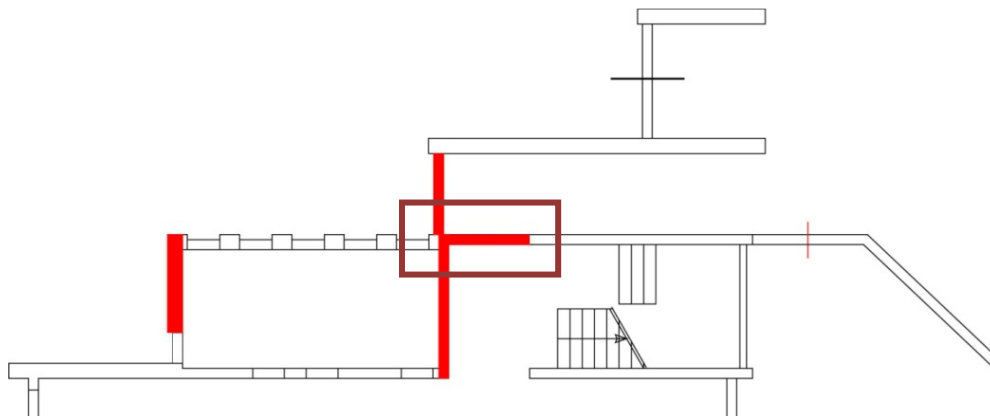


Figura. Risultato Taglio per scorrimento dopo l'inserimento del Reticolatus

L'intonaco armato viene posto quindi nelle facce dei maschi murari relativi alle pareti disposte lungo la direzione Y dei bagni, in tutta la loro altezza, ovvero dal livello 0 al livello 2, sia per motivi estetici che statici. Non può non saltare all'occhio infatti che questa tipologia va in contrasto con la realizzazione dell'edificio in mattoni faccia vista. Ottemperiamo a ciò in quanto questo lato dell'edificio dà ad un versante opposto all'ingresso e risulta nascosto rispetto alla strada statale e alla città.

Il **primo step** di intervento riguarda uno spessore di intonaco di 10 mm per lato per quelle file di maschi. Facciamo girare l'analisi e ci accorgiamo che i maschi murari che non verificano sono aumentati



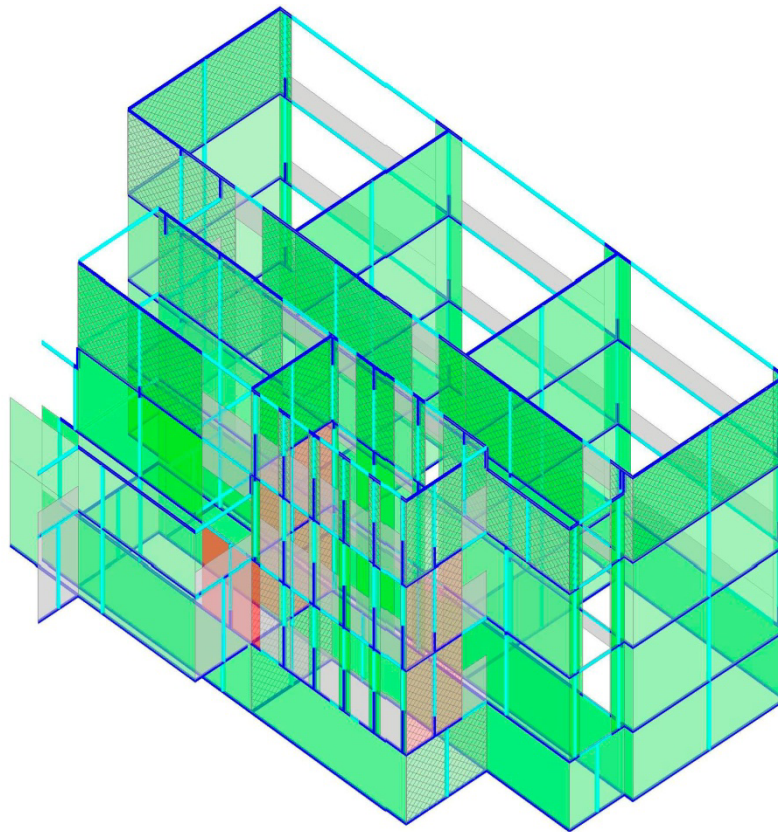


Figura. Risultato Taglio per scorrimento al primo step

Come si denota, i maschi continuano a non verificare, per cui si procede con un **secondo step** di tentativo, quindi avremo uno spessore di 20 mm per lato.

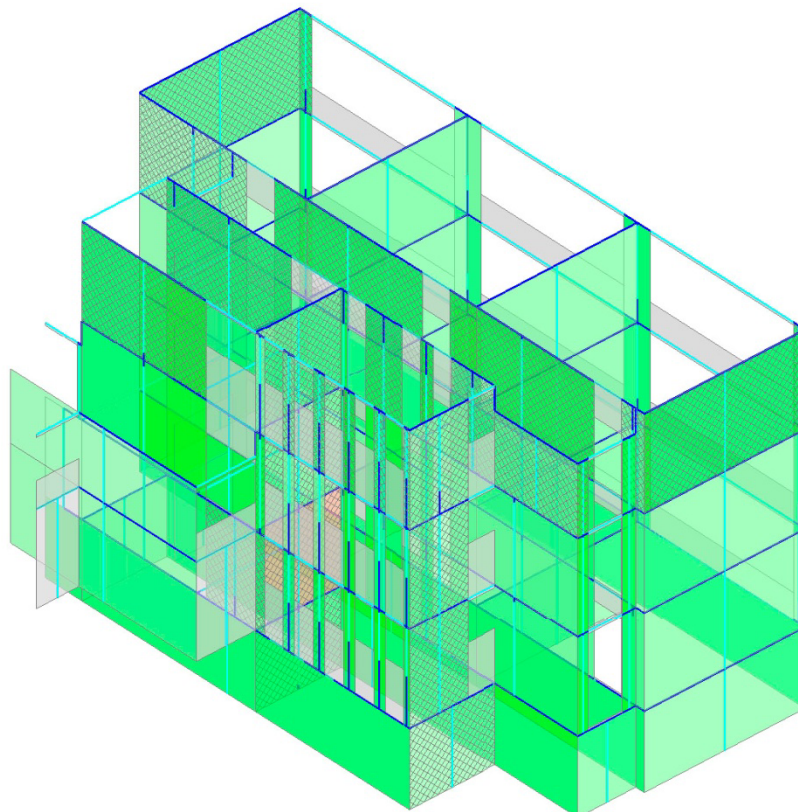


Figura. Risultato Taglio per scorrimento al secondo step

Il **terzo step** prevede l'inserimento di intonaco armato per uno spessore di 30 mm per lato, anche su entrambe le facce dell'asta che prima verificava e adesso non più. Facciamo partire l'analisi e il risultato ci soddisfa in pieno poiché le aste verificano tutte.

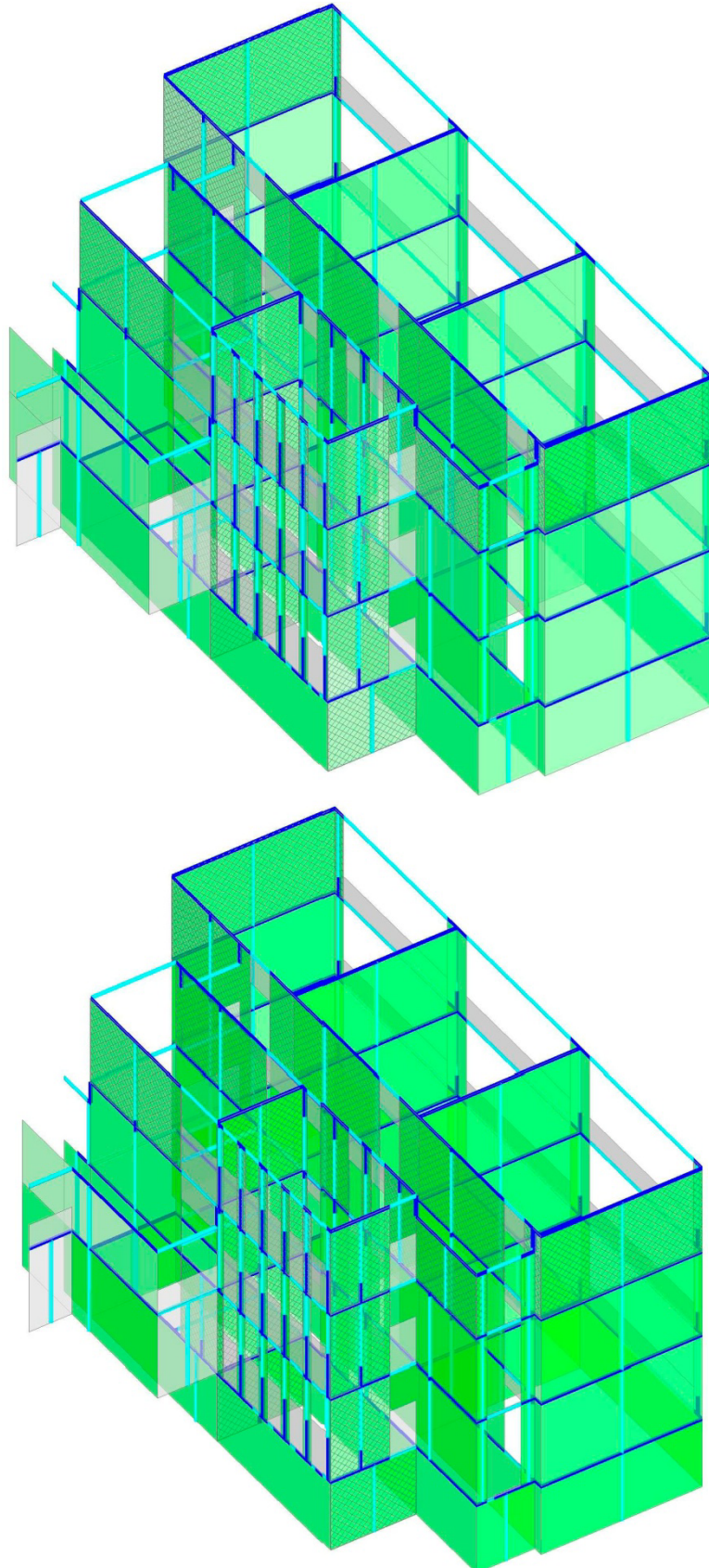
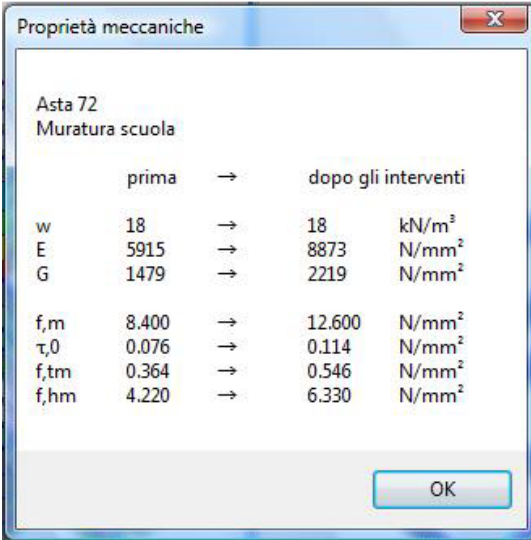


Figura. Risultato Verifica Taglio per scorrimento e per Fessurazione Diagonale

L'inserimento dell'intonaco armato prevede solo una modifica relativa all'amplificazione dei parametri meccanici della muratura, secondo i coefficienti amplificativi previsti nella finestra dei "Materiali". La normativa non entra nel merito dell'eventuale considerazione dell'aumento anche della massa applicata sulla parete, per via della porzione di malta applicata; si ritiene quindi che il coefficiente proposto dalla normativa sia già determinato tenendone conto, quindi non si conduce nessun aumento del peso agente sulla parete stessa. Si riporta il cambio del valore delle proprietà meccaniche così come fornito dal software.



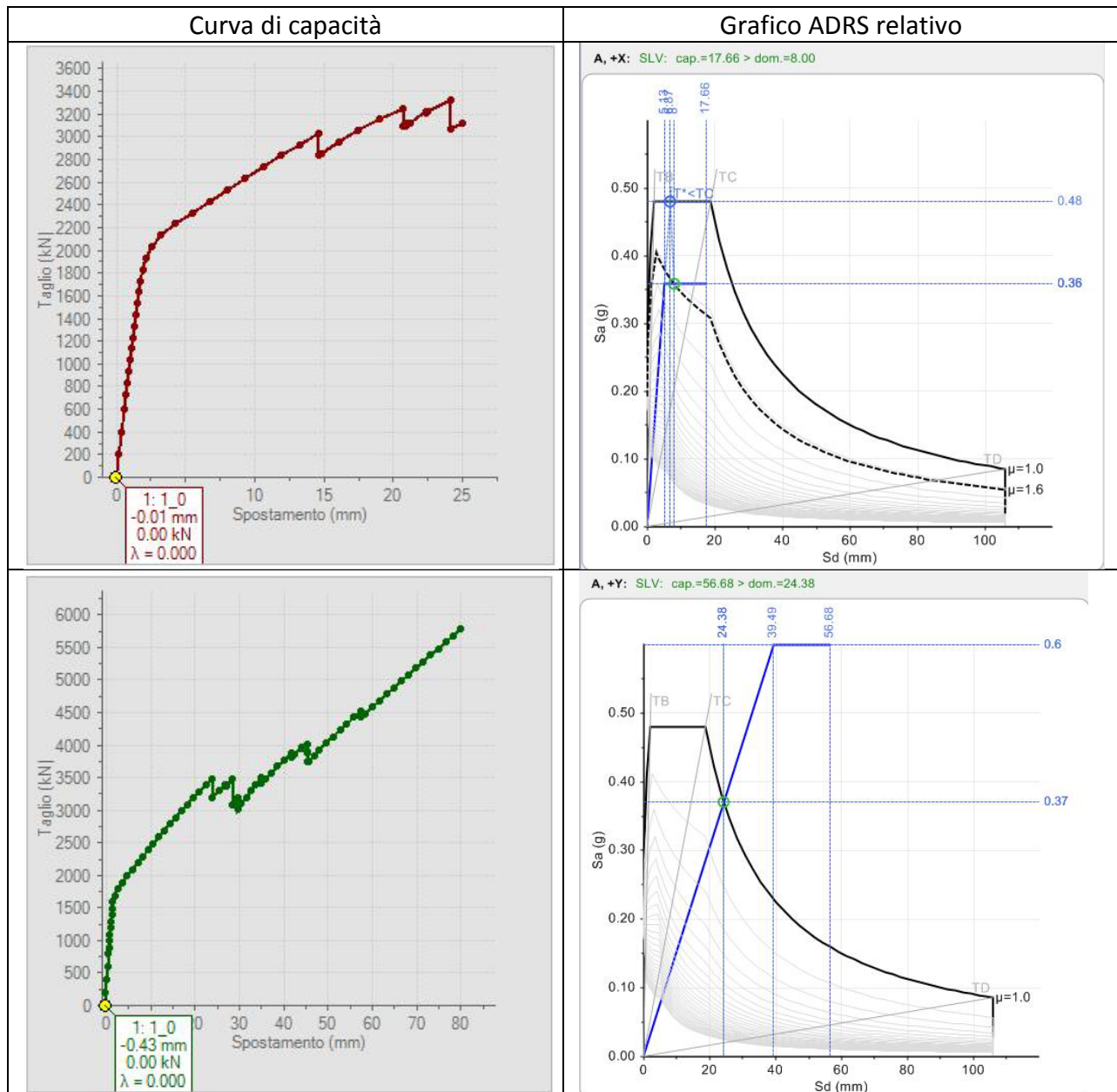
	prima	→	dopo gli interventi	
w	18	→	18	kN/m ³
E	5915	→	8873	N/mm ²
G	1479	→	2219	N/mm ²
f,m	8.400	→	12.600	N/mm ²
τ,0	0.076	→	0.114	N/mm ²
f,tm	0.364	→	0.546	N/mm ²
f,hm	4.220	→	6.330	N/mm ²

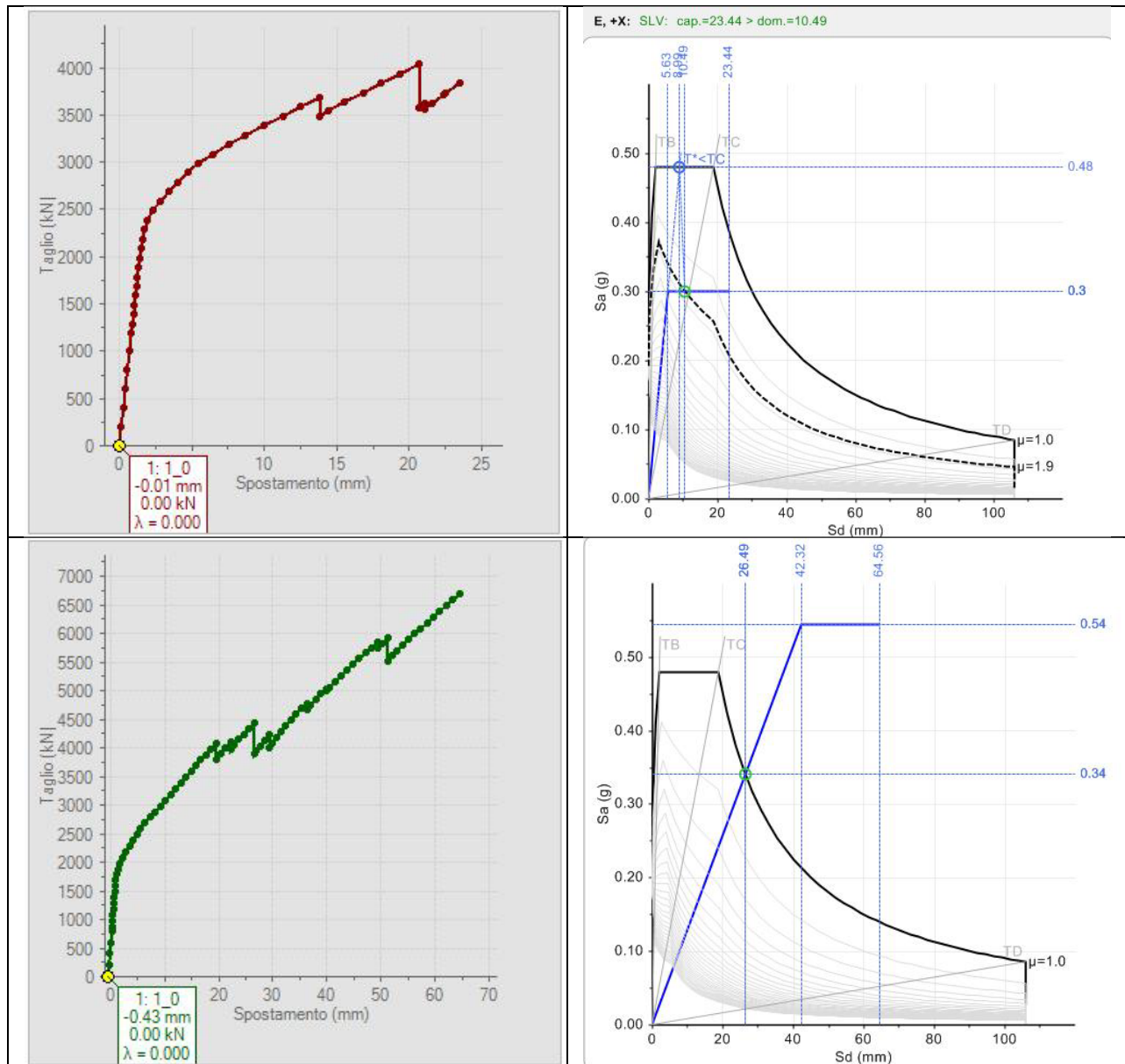
OK

CAP. 9 CONCLUSIONI

Nel corso della presente tesi ci siamo basati sullo studio di un edificio scolastico in muratura. Ciò che ci siamo prefissati di riscontrare è la sua verifica sismica e gli eventuali interventi di consolidamento possibili.

In base ai risultati ottenuti dall'analisi non lineare, diversamente dalle aspettative, i risultati sono positivi.





Da questa curve è ben evidente la capacità in termini di spostamento dell'edificio. Si riportano solo 4 delle 8 curve come dimostrazione del risultato. Un'altra verifica in termini di capacità, che il programma fa sia attraverso un rapporto tra la PGA – Peak Ground Acceleration sia secondo il tempo di ritorno T_R , fornisce valori del moltiplicatore di collasso α superiori all'unità di almeno un 40% (scarto che si abbassa al 20% nella modellazione cinematica ma comunque congruente a questi risultati). Per quanto riguarda le curve di capacità, esse riportano una fase plastica come ci si attenderebbe da strutture nuove ben realizzate, quindi trattandosi di un edificio di ben quarant'anni fa e realizzato con le tecniche di allora possiamo ritenerci più che soddisfatti. Questo fatto è ben evidenziato anche dai risultati dei tempi di ritorno: i valori sono tutti identici fra loro; ciò significa che il tempo di ritorno per un tale evento è superiore ai 2475 anni secondo due differenti distribuzioni di carico e in entrambe le direzioni.

N° curva	Vista	Distr.	Direz.	q*	q	PGA,CLV	TR,CLV	PVR,CLV	aV,PGA	aV,TR
1		A	+X	1.339	5.000	0.226	>=2475	2.985	1.412	3.476
2		A	-X	1.410	5.000	0.226	>=2475	2.985	1.412	3.476
3		A	+Y	0.617	5.000	0.226	>=2475	2.985	1.412	3.476
4		A	-Y	0.851	5.000	0.226	>=2475	2.985	1.412	3.476
5		E	+X	1.597	5.000	0.226	>=2475	2.985	1.412	3.476
6		E	-X	1.639	5.000	0.226	>=2475	2.985	1.412	3.476
7		E	+Y	0.626	5.000	0.226	>=2475	2.985	1.412	3.476
8		E	-Y	0.693	5.000	0.226	>=2475	2.985	1.412	3.476

Per quanto concerne le verifiche fuori piano condotte secondo il §7.8.2.2.3. attraverso l'inserimento del sistema Reticolatus del prof. Borri la struttura risulta idonea. Questo intervento risolve il problema del faccia vista. Inserendo infatti dell'intonaco armato come plausibile altra soluzione avremmo avuto un problema di tipo estetico. Così facendo avrebbe ricoperto l'intero ultimo piano della parte in questione creando un forte contrasto con gli altri blocchi adiacenti.

Per quanto concerne il soddisfacimento delle verifiche statiche, gli interventi sono stati l'esecuzione di architravi e di intonaco armato.

Gli architravi vanno a colmare l'attuale assenza di elementi resistenti a trazione mentre l'intonaco armato va a migliorare l'insufficienza a sforzo di taglio di alcuni maschi murari. Questo intervento è quello risultante più difficile in quanto va ad aumentare la rigidità dell'elemento "maschio" caricandolo in maniera maggiore. La distribuzione interna dei carichi tra i vari maschi va modificandosi, andando incontro a quello che si è potuto riscontrare ovvero avendo come output un nuovo maschio che prima risultava idoneo e ora non lo era più. Arrivando comunque ad addossare alla parete uno spessore di 3 cm per lato di betoncino più una rete metallica collegata da entrambe le parti mediante connettori trasversali la struttura si risolve.

In conclusione, dopo gli interventi ipotizzati possiamo ritenere l'edificio idoneo a sopportare le azioni previste dalla vigente Normativa delle Infrastrutture D.M. 14 Gennaio 2008 e relativa Circolare 617 del 2009.